

ESTUDO DE LIQUEFAÇÃO POR INSTABILIDADE DE FLUXO DE SOLOS ARENO-SILTOSOS EM LABORATÓRIO

MARIANA CHAVES DE OLIVEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Viana da Fonseca

Coorientador: Engenheira Sandra Marisa da Costa Soares

FEVEREIRO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

Agir, eis a inteligência verdadeira.

Serei o que quiser.

Mas tenho que querer o que for.

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

A elaboração deste estudo contou com a contribuição de diversas pessoas e entidades às quais gostaria de exprimir o meu agradecimento.

Ao Professor António Viana da Fonseca pela confiança e oportunidade de realizar uma dissertação baseada em trabalhos laboratoriais. Pela disponibilidade, dedicação, apoio e, ainda, pelo entusiasmo transmitido no decorrer desta “aventura” no laboratório, cujo notório saber positivamente me contagiou e que sinto que me poderá ser bastante útil num futuro profissional próximo.

À Engenheira Sandra Marisa da Costa Soares, por ser a amiga e a companheira de todas as horas nos últimos meses. Pela partilha de conhecimento, pelo entusiasmo, motivação, disponibilidade, pelos bons momentos que passamos juntas e pela revisão atenta e crítica do presente trabalho.

Ao projeto "Ferramentas para dimensionamento baseado no desempenho em maciços suscetíveis à liquefação" (PTDC/ECM/103220/2008) aprovado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), na unidade de investigação CEC (Centro de Estudos da Construção), na FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), financiado pelo Comité Europeu (QREN/EU/FEDER), Programa Operacional para Fatores Competitivos, “COMPETE”.

A toda a equipa do Laboratório de Geotecnia pela compreensão, ensinamentos, simpatia, ajuda e paciência durante o decorrer do processo experimental.

Aos companheiros de laboratório pela ajuda e pelos momentos de diversão e descontração.

Aos meus pais e irmão pela educação, dedicação, pela presença constante, pela orientação e amor incondicional.

Aos meus amigos de sempre e aos que fui acrescentando a esta família nos últimos anos, pela amizade, companheirismo, carinho e boa disposição.

RESUMO

O avanço nas investigações relativas à estabilidade da deposição de resíduos provenientes das indústrias mineiras poderá evitar a ocorrência de rotura de barragens de contenção, o que, caso aconteça, origina desastres com grande impacto sobre o meio ambiente.

No âmbito do estudo da suscetibilidade à liquefação foram estudados, em ambiente laboratorial, três materiais distintos, um silte, uma areia e uma areia siltosa, designada por mistura.

O estudo do silte, resultante da moagem artificial da areia de Osório, foi iniciado por Bedin (2009) no âmbito do estudo do potencial de liquefação de resíduos provenientes da extração do Ouro, dispostos em barragens de contenção. Este estudo visou a comparação de dois materiais com as mesmas características granulométricas e distintas características mineralógicas.

Já o estudo da areia de Osório e da mistura surgiu com o intuito de examinar o efeito dos finos no comportamento liqueficável dos solos, iniciado por Soares (2014).

Este estudo, bem como as investigações anteriores efetuadas sob os mesmos materiais, por Bedin (2009) e Soares (2014), foi desenvolvido no Laboratório de Geotecnia (LabGeo) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

Esta avaliação complementar foi realizada com recurso a ensaios triaxiais estáticos cujo corte foi executado em controlo por deformação e em controlo por força. As tensões de confinamento e índices de compacidade adotados para o estudo dos materiais, foram baseadas tanto na determinação da Linha de Estados Críticos como na determinação do potencial de liquefação nas barragens de rejeito. As amostras foram moldadas através da técnica de preparação de amostras via húmida, *moist tamping*, em geral, ou excecionalmente, por *dry pluviation*, no caso de um dos ensaios de altas pressões. Paralelamente determinou-se a velocidade de propagação de ondas sísmicas nas amostras durante a saturação, a consolidação e aplicação de tensões de desvio crescentes.

PALAVRAS-CHAVE: Solos areno-siltosos, Suscetibilidade à liquefação, Carregamento monotónico, Estados críticos, Ondas sísmicas.

ABSTRACT

The advance of the researches related with the stability of the initial state condition of the deposition of mine wastes in dams can avoid the collapse of these structures and shun some big environmental disasters with huge impact.

Aiming to assess soil liquefaction susceptibility three different materials were studied, under laboratory conditions, a silt, a sand and a silty sand, called mixture.

The silt, obtained from artificially grinding Osorio sand, was initially studied by Bedin (2009) in the scope of evaluating the liquefaction potential of gold tailings. This study aimed to compare two distinct materials, with a same grain size distribution.

On the other hand, the study of Osorio sand and the silty sand arises from the necessity to study the effect of the fines content, in soil liquefiable behaviour, initiated by Soares (2014).

This work, jointly with previous researches, carried out by Bedin (2009) and Soares (2014), was developed in the Geotechnical Laboratory (LabGeo) at Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

This additional assessment was carried out through the performance of drained and undrained static triaxial tests followed by a careful study of the reference void ratio related with the isotropic compressibility line and critical state line. The samples were molded with the wet preparation technique, moist tamping or dry pluviation for the high pressure triaxial test. In parallel it was determined the seismic waves propagation velocity during saturation, consolidation and shear stages.

KEYWORDS: Silty sand soils, Liquefaction susceptibility, Monotonic loading, Critical state, Seismic waves.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS	xvii
SÍMBOLOS	xix

1. INTRODUÇÃO

1

1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	2

2. ESTADO DA ARTE

3

2.1. A LIQUEFAÇÃO NO MUNDO	3
2.2. AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO EM PORTUGAL CONTINENTAL	7
2.3. SISMICIDADE	12
2.3.1. INTRODUÇÃO HISTÓRICA	12
2.3.2. O FENÓMENO	13
2.3.3. ONDAS SÍSMICAS	16
2.3.3.1. Ondas Longitudinais	16
2.3.3.2. Ondas Transversais	17
2.3.3.3. Ondas Superficiais	18
2.3.4. CARACTERIZAÇÃO SÍSMICA DA ZONA DE AVEIRO	20
2.4. LIQUEFAÇÃO	21
2.4.1. DIFERENTES TIPOS DE ROTURA POR LIQUEFAÇÃO	22
2.4.1.1. Liquefação estática	23
2.4.1.2. Liquefação cíclica	24
2.5. AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO	26
2.5.1. CRITÉRIO DE ESTADO.	26
2.5.1.1. Critério do Índice de Vazios Crítico	26

2.5.1.2. Critério do Parâmetro de Estado.....	30
2.5.2. CORRELAÇÕES DO PARÂMETRO DE ESTADO.	32
2.5.2.1. Resistência de pico normalizada – q_1	32
2.5.2.2. Índice de fragilidade - I_B	34
2.6. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE A LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DE ONDAS SÍSMICAS	36
2.6.1. ONDAS P.....	44
2.6.2. ONDAS S.....	46
 3. CASO DE ESTUDO	47
3.1. DESCRIÇÃO DO CASO	47
3.2. EFEITO DOS FINOS NO ÍNDICE DE VAZIOS NAS MISTURAS ARENO-SILTOSAS	50
3.3. MATERIAL.....	52
 4. PROGRAMA EXPERIMENTAL	61
4.1. EQUIPAMENTO	61
4.1.1. CÂMARA TRIAXIAL.....	61
4.1.2. PRENSA CÍCLICA.....	63
4.1.3. PRENSA ESTÁTICA – ENSAIOS DE ALTAS PRESSÕES	64
4.1.4. CONTROLADORES AUTOMÁTICOS DE PRESSÕES E VOLUME	64
4.1.5. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ONDAS SÍSMICAS	65
4.2. INSTRUMENTAÇÃO	67
4.2.1. INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS EXTERNOS - LVDT	67
4.2.2. TRANSDUTORES INTERNOS DE MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÃO – MINI LVDT'S.....	68
4.2.3. MEDIDOR AUTOMÁTICO DE VOLUME.....	69
4.2.4. TRANSDUTORES PIEZOELÉCTRICOS – BENDER/EXTENDER ELEMENTS	69
4.2.5. SUCTION PROBE	71
4.3. PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	72
4.4. ENSAIOS TRIAXIAIS.....	74
4.4.1. PERCOLAÇÃO	75
4.4.2. SATURAÇÃO	75
4.4.3. CONSOLIDAÇÃO	76
4.4.4. CORTE TRIAXIAL ESTÁTICO	77

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	79
5.1. ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÓNICOS	79
5.1.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS	79
5.1.2. APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS	82
5.1.2.1. Ensaios com amostras de silte	82
5.1.2.2. Ensaios com amostras de mistura	89
5.1.2.3. Ensaio com amostra de areia de Osório	93
5.1.3. ANÁLISE CONJUNTA DE RESULTADOS E COMPARAÇÃO COM DADOS OBTIDOS A PARTIR DE ESTUDOS ANTERIORES	96
5.1.3.1. Ensaios com amostras de silte	96
5.1.3.2. Ensaios com amostras de mistura	101
5.1.3.3. Ensaios com amostras de areia de Osório	109
5.1.4. ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DAS ONDAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS.	111
5.1.4.1. Avaliação do grau de saturação	112
5.1.4.2. Velocidade das ondas transversais no final da consolidação	112
5.1.4.3. Velocidade das ondas transversais durante o carregamento por corte	114
5.2. ENSAIOS NÃO CONCLUÍDOS	115
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	117
BIBLIOGRAFIA	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 a) Erupções de areia (<i>sand boils</i>), Niigata, Japão, 1964; b) Pessoas na lateral do edifício em Kawakishi-cho em Niigata, Japão, 1964; c) Edifícios de apartamentos de Kawakishi-cho em Niigata, Japão, 1964 (adaptado de Abreu, 2012).	4
Fig. 2.2 Uma avenida de Anchorage, Estados Unidos da América, 1964 (adaptado de Rocha, 2010).	5
Fig. 2.3 Queda do tabuleiro da ponte Nishi em Kobe, Japão (Alderman <i>et al.</i> , 1995).	5
Fig. 2.4 Falha numa via de comunicação provocada por liquefação em Christchurch, Nova Zelândia, 2011 ¹ .	6
Fig. 2.5 a) Pormenor das ejeções de silte; b) Liquefação em Christchurch, 2011 (adaptado de ireport.cnn.com).	6
Fig. 2.6 Liquefação provocada pelo sismo de Emilia, Itália, 2012 (adaptado de eucentre.it).	7
Fig. 2.7 Liquefação associada a sismos históricos (Jorge, 1994).	9
Fig. 2.8 Distância epicentral relacionado com a magnitude de sismos históricos em Portugal (Jorge, 1994).	10
Fig. 2.9 Relação entre a magnitude (M) e o logaritmo da distância máxima de liquefação (Jorge, 1994).	10
Fig. 2.10 Mapa do período de retorno de liquefação para Portugal Continental (Jorge, 1994).	11
Fig. 2.11 Suscetibilidade à liquefação em depósitos sedimentares nas unidades geomorfológicas de Portugal (Jorge, 1993).	12
Fig. 2.12 Esquema de interação das placas terrestres ² .	14
Fig. 2.13 Localização dos epicentros dos sismos ocorridos entre 1963 e 1998 (Fonte: NASA).	15
Fig. 2.14 Esquema da teoria do ressalto elástico ³ .	16
Fig. 2.15 Modelo de deformação da onda longitudinal que se propaga em meios elásticos (Bolt, 1978 <i>apud</i> Barros, 1997).	17
Fig. 2.16 Modelo de deformação da onda transversal que se propaga em meios elásticos (Bolt, 1978 <i>apud</i> Barros, 1997).	17
Fig. 2.17 Modelo de deformação associado às ondas de Rayleigh e de Love que se propagam em meios elásticos (Bolt, 1978 <i>apud</i> Barros, 1997).	19
Fig. 2.18 Registo de chegada de ondas durante um evento sísmico (adaptado de Silva, 2010).	19
Fig. 2.19 Zonamento sísmico para Portugal Continental por concelhos para: a) Ação sísmica Tipo 1, b) Ação sísmica Tipo 2 ⁴ .	20
Fig. 2.20 Esquema simplificado de Ishihara para explicar o fenómeno de liquefação de solos: a) estado inicial; b) durante a liquefação; c) após liquefação. (Matos Fernandes, 2006).	21
Fig. 2.21 Comportamento de areias saturadas em condições não drenadas aquando de carregamento monotónico e cíclico (adaptado de Castro e Poulos, 1977).	23
Fig. 2.22 Cedência da barragem de resíduos (ouro) em Merriespruit, Africa do Sul, por liquefação por fluxo em Fevereiro de 2004 (Bedin, 2009).	24

Fig. 2.23 a) Erupções de areia (<i>sand boils</i>), Niigata, Japão, 1964; b) <i>Lateral Spread</i> provocou assentamentos de 2 m em Kobe, Japão, 1995 (imagem da Godden Collection, EERC, University of California, Berkeley).	25
Fig. 2.24 Comportamento de solos e densos para a mesma tensão efetiva de confinamento. e_s - índice de vazios inicial do solo solto; e_d - índice de vazios do solo denso (compacto); e_c - índice de vazios crítico (adaptado de Kramer, 1996).	26
Fig. 2.25 Comparação entre o comportamento de uma amostra solta e densa (Silva, 2010)	27
Fig. 2.26 Diagrama esquemático que apresenta duas definições do estado crítico em condições drenadas (Yamamuro e Lade, 1998).	27
Fig. 2.27 Comportamento de areias densas e soltas sob carregamento monotônico em condições drenadas e não drenadas (Kramer, 1996).	28
Fig. 2.28 Linha de índice de vazios crítico (Casagrande, 1936).	28
Fig. 2.29 Bifurcação da linha de estados críticos e da linha de estados estáveis (Yamamuro e Lade, 1998).	29
Fig. 2.30 Conceito de Parâmetro de Estado (marcação de 3 parâmetros de estado).	31
Fig. 2.31 Comportamento dos ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969) (adaptado de Bedin, 2009).	32
Fig. 2.32 Parâmetro de estado crítico expresso em função da resistência de pico normalizada (q_1) e da velocidade das ondas de corte normalizada (V_{s1}) (Schnaid <i>et al.</i> 2013)	34
Fig. 2.33 Variação do I_B com o parâmetro de estado para três tipos de areias (Sadrekarimi e Olson, 2013).	35
Fig. 2.34 Variação do I_B com o parâmetro de estado normalizado, em vários tipos de areias, utilizando o parâmetro λ (Been e Jefferies, 2006).	36
Fig. 2.35 Relação entre o valor $(N_1)_{60}$ e CSR para sismos com uma magnitude de 7,5 na escala de Richter (Seed <i>et al.</i> , 1975, adaptado de Kramer, 1996).	37
Fig. 2.36 Coeficiente de redução tendo em conta a flexibilidade do solo (Andrus e Stokoe, 2000).	38
Fig. 2.37 MSF em função da magnitude do sismo (Yould <i>et al.</i> , 1997)	41
Fig. 2.38 Linhas de relação entre CRR e V_{s1} (Andrus e Stokoe, 1997, Yout <i>et al.</i> , 2000).	42
Fig. 2.39 Relação entre V_{s1} e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000).	43
Fig. 2.40 Definição da distância percorrida pelas ondas num provete (adaptado de Ferreira, 2003) ...	44
Fig. 2.41 Exemplo de registo de tempo de chegada de ondas P em WaveStar	45
Fig. 2.42 Exemplo de registo de tempo de chegada de ondas S em WaveStar	46
Fig. 3.1 Esquema do processo de Bayer (Bedin, 2009).	48
Fig. 3.2 Reservatório de lama vermelha na ilha de São Luís – Maranhão, Brasil (Bedin, 2009).	49
Fig. 3.3 Rotura por liquefação na barragem de Merriespruit, África do Sul, Fevereiro de 1994 (Bedin, 2009).	50
Fig. 3.4 Diagrama esquemático da suposta estrutura entra as partículas que desencadeia o comportamento não convencional: a) estrutura fofa e instável das partículas apos a deposição a baixa	

energia; b) após a aplicação da tensão de corte, as partículas de silte movem-se para os espaços vazios, criando um colapso inicial volumétrico para uma configuração mais estável (adaptado de Lade e Yamamuro, 1998, Soares 2014)	51
Fig. 3.5 Diagrama 3-D da liquefação estática relacionada com a compressibilidade volumétrica sob influência do índice de vazios e da % de finos para a areia fina de Ottawa e os finos de Loch Rayen (adaptado de Lade e Yamamuro, 1998)	51
Fig. 3.6 Curva granulométrica do material inerte e do resíduo do ouro (Bedin, 2009).....	53
Fig. 3.7 Análise microestrutural. Caracterização (Bedin, 2009).....	53
Fig. 3.8 Resultado dos ensaios de compressão (adaptado de Gauer, 2009 por Bedin, 2009).....	54
Fig. 3.9 Relação tensão-deformação e pressão neutra para tensões de confinamento inferiores a 50 kPa nos ensaios triaxiais não drenados (Bedin, 2009).....	55
Fig. 3.10 Relação tensão-deformação e pressão neutra para tensões de confinamento superiores a 100 kPa nos ensaios triaxiais não drenados (Bedin, 2009).....	55
Fig. 3.11 Relação tensão-deformação e variação volumétrica em ensaios triaxiais drenados (Bedin, 2009).	56
Fig. 3.12 Determinação da linha de estado crítico no material inerte (Bedin, 2009).	57
Fig. 3.13 Representação da mudança de comportamento da linha dos estados críticos em materiais siltosos (Bedin, 2009).....	58
Fig. 3.14 Curva granulométrica do silte, da areia de Osório e da mistura determinada no LabGeo (Soares, 2014).....	59
Fig. 4.1 Esquema de uma câmara triaxial convencional (adaptado de CEN ISSO/TS 17892-9).....	62
Fig. 4.2 a) Prensa cíclica do LabGeo – FEUP; b) Pormenor da união do êmbolo ao atuador.	63
Fig. 4.3 a) Prensa e câmara de altas pressões do LabGeo; b) Pormenor da câmara de altas pressões do LabGeo.....	64
Fig. 4.4 Controlador de pressão GDS Instruments ®.	65
Fig. 4.5 Esquema de funcionamento do controlador de pressão GDS Instruments ®.	65
Fig. 4.6 Gerador de funções Thurlby Thandar Instruments TTI TG 1010 ®.....	66
Fig. 4.7 Amplificador de sinal UWA.....	66
Fig. 4.8 Conjunto de equipamentos para medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas.	67
Fig. 4.9 Esquema de ligação entre o gerador de funções, os amplificadores de sinal, osciloscópio e os <i>bender/extender elements</i> (adaptado de Amaral, 2009)	67
Fig. 4.10 Aspeto de um LVDT.	68
Fig. 4.11 a) e b) Mini LVDT's instalados na amostra.	68
Fig. 4.12 Medidor automático de volume VJ Tech®.	69
Fig. 4.13 Elementos piezoelétricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, adaptado por Ferreira, 2003).....	70
Fig. 4.14 Esquema de funcionamento de um <i>bender element</i> (Ferreira, 2003).	70

Fig. 4.15 Esquema de funcionamento do <i>extender element</i> (Ferreira, 2003).	71
Fig. 4.16 Pormenor de um <i>suction probe</i> .	72
Fig. 4.17 Compactadores e molde tripartido disponíveis no LabGeo.	73
Fig. 4.18 Exemplo de um provete, após montagem, com um <i>suction probe</i> colocado.	74
Fig. 4.19 a) Corte triaxial estático num provete de silte com um <i>suction probe</i> aplicado; b) Provete de mistura após a fase de corte.	78
Fig. 5.1 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio S1 ($\sigma'_c=150$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio S1 ($\sigma'_c=150$ kPa).	83
Fig. 5.2 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio S2 ($\sigma'_c=150$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio S2 ($\sigma'_c=150$ kPa).	84
Fig. 5.3 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio S3 ($\sigma'_c=150$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio S3 ($\sigma'_c=150$ kPa); c) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial do ensaio S3 ($\sigma'_c=150$ kPa).	85
Fig. 5.4 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio S4 ($\sigma'_c=66$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio S4 ($\sigma'_c=66$ kPa); c) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial do ensaio S4 ($\sigma'_c=66$ kPa).	87
Fig. 5.5 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio S5 ($\sigma'_c=25$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio S5 ($\sigma'_c=25$ kPa); c) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial do ensaio S5 ($\sigma'_c=25$ kPa).	88
Fig. 5.6 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio M1 ($\sigma'_c=265$ kPa); b) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial do ensaio M1 ($\sigma'_c=265$ kPa).	89
Fig. 5.7 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio M2 ($\sigma'_c=1000$ kPa); b) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial do ensaio M2 ($\sigma'_c=1000$ kPa).	90
Fig. 5.8 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio M3 ($\sigma'_c=600$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio M3 ($\sigma'_c=600$ kPa).	91
Fig. 5.9 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio M4 ($\sigma'_c=600$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio M4 ($\sigma'_c=600$ kPa).	92
Fig. 5.10 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio M5 ($\sigma'_c=10000$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio M5 ($\sigma'_c=10000$ kPa).	93
Fig. 5.11 Aplicação do Modelo Hiperbólico ao ensaio A1.	94
Fig. 5.12 Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio A1 ($\sigma'_c = 9803$ kPa) e relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio A1 ($\sigma'_c = 9803$ kPa) obtida pelo Modelo Hiperbólico.	94
Fig. 5.13 Aplicação do Modelo Hiperbólico ao ensaio A1.	95
Fig. 5.14 Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio A1 ($\sigma'_c = 9803$ kPa) e relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio A1 ($\sigma'_c = 9803$ kPa) obtida pelo Modelo Hiperbólico.	95
Fig. 5.15 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do conjunto de ensaios; b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do conjunto de ensaios.	96

Fig. 5.16 Relação Tensão de desvio - Tensão efetiva média de todos os ensaios de silte	97
Fig. 5.17 Esquema para a determinação dos excessos de pressão gerados durante o corte	98
Fig. 5.18 Relação Índice de vazios – Tensão efetiva média de todos os ensaios de silte	99
Fig. 5.19 Relação Índice de vazios – Logaritmo da tensão efetiva média de todos os ensaios de silte	99
Fig. 5.20 Relação Índice de vazios - Tensão efetiva média de todos os ensaios de silte.....	100
Fig. 5.21 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial dos ensaios M1 e M2; b) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial dos ensaios M1 e M2	102
Fig. 5.22 Relação Tensão de desvio - Tensão efetiva média de todos os ensaios M1 e M2	103
Fig. 5.23 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do conjunto de ensaios; b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do conjunto de ensaios	104
Fig. 5.24 a) Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média de todos os ensaios M3, M4 e M5; b) Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média de todos os ensaios M3 e M4.....	105
Fig. 5.25 Representação da LEC, da LEE e da LNC da mistura e da LNC do ensaio M5 (após Soares, 2014).	106
Fig. 5.26 Parâmetro de estado crítico expresso em função da resistência de pico normalizada (q_1)	108
Fig. 5.27 Variação do I_B com o parâmetro de estado	109
Fig. 5.28 Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média do ensaio A1	109
Fig. 5.29 Representação da LEC e da LNC da areia de Osório e da LNC do ensaio A1 (após Soares, 2014)	110
Fig. 5.30 Linha Normalmente Consolidada de ensaios de altas pressões (Consoli <i>et al.</i> , 2005)	111
Fig. 5.31 Velocidade de propagação da onda S em função da tensão efetiva isotrópica de confinamento	113
Fig. 5.32 Módulo de distorção dinâmico em função da tensão efetiva isotrópica de confinamento....	114
Fig. 5.33 Evolução da velocidade de propagação da onda S com a razão tensão de desvio, tensão efetiva média	115
Fig. 5.34 Relação entre a velocidade de propagação das ondas S e a extensão axial em fase de corte	115

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Valores do fator corretivo Cr.	39
Quadro 3.1 Resultados de caracterização do material inerte (Bedin, 2009, modificado por Soares, 2014).	52
Quadro 3.2 Resumo dos parâmetros comportamentais obtidos nos ensaios triaxiais (Bedin, 2009, modificado por Soares, 2014).	57
Quadro 3.3 Valor da densidade das partículas sólidas e do parâmetro de estado crítico do silte, da areia de Osório e da mistura	60
Quadro 4.1 Valores do índice de vazios e do teor em água pretendidos para cada material.	73
Quadro 5.1 Valores do índice de vazios e do teor em água pretendidos para cada material.	79
Quadro 5.2 Condições iniciais obtidas para a realização dos ensaios triaxiais monotônicos com silte....	81
Quadro 5.3 Condições iniciais obtidas para a realização dos ensaios triaxiais monotônicos com a mistura.....	81
Quadro 5.4 Condições iniciais obtidas para a realização do ensaio triaxial de altas pressões com a areia.....	81
Quadro 5.5 Condições iniciais obtidas para a realização dos ensaios triaxiais monotônicos com a areia de Aveiro	82
Quadro 5.6 Valores do ψ , q_1 e I_B para os 6 ensaios realizados por Soares (2014) e ensaios “M1” e “M2”	108
Quadro 5.7 Ensaios triaxiais com medição da velocidade de propagação das ondas S e P.....	111
Quadro 5.8 Avaliação do grau de saturação.....	112
Quadro 5.9 Velocidade de propagação das ondas S e módulo de distorção dinâmico no final da consolidação.....	113
Quadro 5.10 Condições iniciais dos ensaios não concluídos.....	116

SÍMBOLOS

ALFABETO LATINO

a e b – Parâmetros de ajuste

$a_{\text{máx}}$ – Aceleração horizontal máxima da superfície do solo

A – Área da amostra

A – Constante dependente da estrutura do solo

A_0 – Área inicial do provete

B – Parâmetro de pressão neutra de Skempton

C_c – Coeficiente de curvatura

C_r – Fator de correção de CSR

C_U – Coeficiente de uniformidade

C_v – Fator de correção da velocidade de propagação da onda S

d – Altura útil do provete

D – Diâmetro da amostra [mm]

e – Índice de vazios

e_0 – Índice de vazios do estado inicial

e_c – Índice de vazios crítico

e_{cr} – Índice de vazios na Linha dos Estados Críticos

e_d – Índice de vazios inicial do solo denso (compacto)

e_s – Índice de vazios inicial do solo solto

e_{ss} – Índice de vazios do estado estável

E – Módulo de Elasticidade

E_0 – Módulo de Elasticidade inicial

F – Força

g – Aceleração da gravidade

G – Densidade das partículas sólidas

G – Módulo de Distorção

G_{din} – Módulo de Distorção dinâmico

H – Altura da amostra

I_B – Índice de fragilidade (Brittleness Index)

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso

K_b – Módulo volumétrico do solo

K_f – Linha de rotura
 M – Razão q/p' no estado crítico
 M – Módulo Confinado
 M – Magnitude (relativa a sismos)
 MSF – Fator de escala para ter em consideração a magnitude do sismo
 $(N_1)_{60}$ – valor normalizado dos resultados do ensaio SPT
 n – Expoente relativo ao tipo de contacto entre partículas
 p' – Tensão efetiva de confinamento
 P_a – Pressão atmosférica
 q – Tensão de desvio [kPa]
 q_{pico} – Resistência de pico [kPa]
 q_1 – Resistência de pico normalizada [kPa]
 r_d – Coeficiente de redução das tensões de corte
 s' – Tensão efetiva média de confinamento [kPa]
 s_f – Resistência de pico [kPa]
 s_r – Resistência residual [kPa]
 t – Tensão de desvio média [kPa]
 V – Volume da amostra
 V_0 – Volume inicial do provete
 V_P – Velocidade de propagação da onda longitudinal (P)
 V_S – Velocidade de propagação da onda transversal (S)
 V_{S1} – Velocidade de propagação da onda transversal (S) normalizada
 V_{S1}^* – Limite superior de V_{S1} para o qual ocorre liquefação
 w – Teor em água
 W – Peso de solo do provete
 W_d – Peso de solo seco do provete
 z – Profundidade

ALFABETO GREGO

γ_s – Peso volúmico das partículas sólidas
 Δe – Variação do índice de vazios
 ΔF – Amplitude da força aplicada à amostra em carregamento cíclico
 Δt – Intervalo temporal entre a emissão e a primeira chegada da onda de resposta

Δu – Variação da pressão neutra
 Δv – Variação do volume do provete
 $\Delta \sigma_3$ – Variação da tensão isotrópica
 $\Delta \sigma_v$ – Variação da tensão total vertical
 ϵ_a – Extensão axial
 ϵ_v – Extensão volumétrica
 ν – Coeficiente de Poisson
 ρ – Massa específica
 σ'_0 – Tensão efetiva inicial
 σ'_h – Tensão efetiva horizontal
 σ'_m – Tensão efetiva média
 σ'_v – Tensão efetiva vertical
 σ_d – Tensão de desvio cíclica
 σ_v – Tensão total vertical
 τ_{av} – Média equivalente das tensões de corte
 Φ'_{cv} – Ângulo de atrito a volume constante
 ψ – Parâmetro de estado

SIGLAS E ACRÓNIMOS

® – Marca registada
ASTM – American Society for Testing Materials
BP – Back Pressure (Contrapressão)
CID – Isotropically Consolidated Drained
CIU – Isotropically Consolidated Undrained
CP – Cell Pressure (Pressão na câmara)
CRR – Razão de resistência cíclica
 CRR_{TX} – Razão de resistência cíclica em ensaios triaxiais
CSR – Razão de ação cíclica
DEC – Departamento de Engenharia Civil
EC8 – Eurocódigo 8
LabGeo-FEUP – Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
LEC – Linha de Estados Críticos (Critical-State Line, CSL)
LEE – Linha de Estados Estáveis (Steady-State Line, SSL)

LEGG-UFRGS – Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geo-ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LNC – Linha Normalmente Consolidada

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LVDT – Linear Variable Differential Transformers (Transformador Diferencial Variável Linear)

OCR – Grau de sobreconsolidação

SCPT – Seismic Cone Penetration Test (Ensaio de Penetração de Cone Sísmico)

SP – Suction Probe

SPT – Standard Penetration Test (Ensaio de Penetração Dinâmica)

TTi - Thurlby Thandar Instruments

UWA – University of Western Australia

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Esta dissertação surge no seguimento de estudos relacionados com a compreensão do desencadeamento da liquefação dos resíduos provenientes da indústria mineira e da necessidade do desenvolvimento de ferramentas para avaliação do respetivo potencial de liquefação. Esta temática foi, anteriormente, objeto de estudo de teses de doutoramento e mestrado, sendo a investigação iniciada pela doutoranda Jucélia Bedin, numa colaboração entre a Universidade Federal do Rio Grande do Sul e o Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, sob a orientação do Professor Viana da Fonseca, uma das mais marcantes.

1.2. OBJETIVOS

Neste trabalho dar-se-á continuidade aos estudos desenvolvidos por Bedin (2009) e Soares (2014) de avaliação da suscetibilidade à liquefação de solos siltosos e silto-arenosos em carregamentos monotónicos com vista à definição de fatores que condicionam essa instabilidade. Para tal, foram avaliados os efeitos da composição granulométrica, nomeadamente a percentagem de finos, de três materiais distintos com a mesma mineralogia, a areia de Osório, o silte e um silte arenoso, designado por mistura. O estudo incluiu ainda a avaliação do efeito do índice de vazios e tensões de confinamento (em condições isotrópicas). A sua avaliação preliminar tendo por base a Teoria dos Estados Críticos, realizou-se através da determinação da Linha do Estado Crítico (LEC). A determinação da LEC torna-se essencial para a determinação do parâmetro de estado – parâmetro que combina o índice de vazios com a tensão de confinamento inicial, com referência ao estado crítico do solo – fundamental para a avaliação da suscetibilidade à liquefação. Aos fatores supracitados foi igualmente estudada a influência da velocidade de corte na posição da Linha do Estado Crítico (LEC).

O material impulsionador deste estudo é resultante da moagem de areia de Osório, proveniente do Brasil da região do Rio Grande do Sul, que é representativo, a nível granulométrico, de um resíduo do processamento do ouro. Este resíduo é proveniente da hidrometalúrgia do Complexo Industrial Mina-Usina Fazenda Brasileiro, na cidade de Teofilândia, na Bahia, Brasil. As atividades associadas à exploração mineira originam um volume de resíduos que ronda os 0,5 bilhões de metros cúbicos por ano em todo o mundo, estes são posteriormente lançados, sob forma de lama, em bacias de retenção, com a designação de barragens de rejeito. Todo este processo envolve grandes áreas e acarreta problemas ambientais e de estabilidade.

A avaliação do potencial de liquefação dos referidos materiais, foi efetuada no Laboratório de Geotecnia da FEUP (LabGeo) através da realização de uma serie de ensaios triaxiais cujo corte foi

executado em controlo por deformação e em controlo por força. O estudo deste material refletiu sobre o efeito da velocidade de drenagem dos excessos de pressão no posicionamento da LEC. As tensões de confinamento adotadas para a análise dos materiais, foram baseadas tanto na determinação da LEC como na determinação do potencial de liquefação nas barragens de rejeito. Estas barragens não se caracterizam como muito profundas, portanto a adoção de níveis de tensão mais baixos é considerada como a mais verosímil às condições encontradas *in situ*, identificando, assim, níveis de sensibilidade distintos. As câmaras triaxiais equipadas com *bender/extender elements* permitiram ainda a avaliação das condições de estado e das propriedades dinâmicas reconhecidas através do uso das velocidades de ondas de compressão e de corte, comumente designadas por ondas P e ondas S, respetivamente.

Os ensaios triaxiais realizados com amostras reconstituídas, através da técnica de *moist tamping*, foram efetuados com um teor em água de 11,5%, 5% e 8,3% e um índice de vazios de 1,3, 0,8 e 1,2, para silte, mistura e areia de Osório, respetivamente. É de referir que os valores foram escolhidos após a consulta dos resultados de ensaios realizados anteriormente, no âmbito de temáticas semelhantes e com o objetivo de obter índices de vazios elevados, de forma a identificar facilmente a LEC. A partir dos ensaios realizados, foi igualmente possível identificar a envolvente de rotura do material.

Para além do material proveniente da cidade de Osório, Brasil, foram também efetuados ensaios triaxiais com material de origem nacional, nomeadamente da cidade de Aveiro.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente estudo está organizado em seis capítulos. O primeiro capítulo contém informações relativas ao enquadramento e à justificação da relevância do tema em estudo, uma ligeira descrição da linha de investigação em que esta dissertação se insere e a metodologia utilizada para atingir os objetivos preconizados.

No segundo capítulo relatam-se sismos históricos em que se verificou liquefação e os danos associados a este fenómeno um pouco por todo o mundo e faz-se, ainda, uma breve apresentação do risco sísmico em Portugal. É realizada uma introdução ao tema em estudo, salientando as principais causas da origem de sismos e as respetivas problemáticas associadas a estes eventos. Define-se liquefação nas suas diversas vertentes e danos resultantes do fenómeno, assim como alguns dos critérios utilizados na avaliação da suscetibilidade de liquefação. Por último, foram apresentados e descritos os ensaios laboratoriais que permitem efetuar esta avaliação.

O terceiro capítulo reporta o caso em estudo, isto é, as barragens de contenção de resíduos provenientes da indústria mineira; o material utilizado e as suas características, obtidas em estudos prévios.

O quarto capítulo descreve os equipamentos laboratoriais, técnicas e procedimentos experimentais utilizados no decorrer do programa experimental do presente trabalho.

O quinto capítulo reúne os resultados obtidos pelos diversos ensaios realizados, o tratamento e análise dos mesmos.

Por último, o sexto capítulo sintetiza as principais conclusões obtidas no decorrer deste estudo e são apresentadas algumas sugestões para eventuais trabalhos futuros.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. A LIQUEFAÇÃO NO MUNDO

A liquefação tem sido observada desde há muitos anos, existindo documentos antigos, datados há centenas de anos atrás, que descrevem um fenómeno associado ao efeito de sismos e que hoje em dia é entendido como liquefação. Dos vários registos existentes, irão ser referidos neste trabalho apenas cinco que ilustram duma forma evidente a potencialidade dos danos provocados pela liquefação.

No dia 16 de Junho de 1964, ocorreu um sismo em Niigata, Japão, que causou prejuízos superiores a mil milhões de euros em danos, dos quais uma grande percentagem está associada ao fenómeno de liquefação. O epicentro deste sismo de magnitude 7,3 ocorreu a cerca de 55 quilómetros de Niigata, cidade com 300000 habitantes na costa oeste do Japão, onde o rio Shinano desagua.

Na cidade de Niigata, a zona histórica está localizada nas dunas mais altas dos depósitos de areia criados pelo rio Shinano, que têm aproximadamente 100 metros de espessura. Já as construções mais recentes da cidade assentam nas proximidades do rio, nas zonas mais recentes e baixas destes depósitos.

Por consequência do sismo, as extensas áreas dos depósitos mais recentes e baixos liquefizeram provocando aberturas no chão e fluxo de água subterrânea para a superfície. Como efeito deste fenómeno, em extensas áreas da cidade, ocorreram assentamentos superiores a um metro, um tanque de tratamento de águas residuais cujo topo se encontrava inicialmente à superfície, inclinou e subiu três metros, os edifícios habitacionais Kawakishi-cho foram derrubados, entre outros.

Este último, o derrube de um dos edifícios de apartamentos em Kawakishi-cho, foi a consequência mais divulgada da liquefação provocada pelo sismo de Niigata. Apesar da severidade do derrube, a integridade estrutural foi apenas ligeiramente afetada. Os ocupantes puderam entrar e sair do edifício caminhando pela lateral do mesmo. Posteriormente, estes edifícios habitacionais foram repostos na posição original, reforçados e reocupados (Fig. 2.1).

É importante salientar, que para além dos danos referidos anteriormente, a liquefação causou estragos em portos e refinarias de petróleo, pontes e vias de comunicação, tornando a cidade de Niigata num caso clássico de liquefação associada a um sismo.



a)



b)



c)

Fig. 2.1 a) Erupções de areia (*sand boils*), Niigata, Japão, 1964; b) Pessoas na lateral do edifício em Kawakishi-cho em Niigata, Japão, 1964; c) Edifícios de apartamentos de Kawakishi-cho em Niigata, Japão, 1964 (adaptado de Abreu, 2012).

Também em 1964 ocorreu um outro sismo que desencadeou o fenómeno de liquefação e que foi responsável por danos a grande escala. O sismo de Anchorage, ocorreu a 27 de Março no Alasca, com uma magnitude de 9,2, tendo sido o sismo de maior magnitude registado nos Estados Unidos da América, desde a implementação de instrumentação sismográfica. Do Anchorage e associados à liquefação, resultaram deslizamentos de terras destrutivos e graves falhas em vias de comunicação que assentavam em grandes camadas de areia. Devido à dimensão dos danos causados por este sismo, este tornou-se o mais estudado do continente Norte-Americano (Fig. 2.2).

Outra cidade afetada por este sismo foi a de Valdez que se situa na orla costeira e foi construída sobre siltes, areia fina e cascalho. Nesta verificou-se um deslizamento de aproximadamente 75 milhões de metros cúbicos de solo invadindo o porto e deslocando a linha costeira 150 metros para o interior. Este deslizamento ocorreu devido à liquefação dos sedimentos em que o porto estava fundado.

O sismo de 1964 nos Estados Unidos da América danificou 266 pontes sendo necessárias reparações substanciais e substituição de algumas delas. Em suma, este sismo causou cerca de 300 milhões de dólares de danos, sendo que cerca de 60% dos danos provocados pelo sismo devem-se à liquefação de areias saturadas e pelo “despertar” de argilas sensíveis (Kendrick, 1979).



Fig. 2.2 Uma avenida de Anchorage, Estados Unidos da América, 1964 (adaptado de Rocha, 2010).

O sismo de Great Hanshin, mais conhecido por sismo Kobe, ocorreu em 1995 no Japão com uma magnitude de 6,9. Foi um dos mais devastadores a atingir este país, tendo provocado 5500 mortos, mais de 26000 feridos e perdas na economia de cerca de 200 mil milhões de euros.

Uma grande parte dos danos foram provocados pela liquefação nos depósitos artificiais na área do porto de Kobe. Resultando na destruição de instalações portuárias, muros-cais e pontes próximas de zonas costeiras (Fig. 2.3).

É de salientar que os sinais de liquefação e as deformações do solo foram menores em zonas de depósitos onde se procedeu ao melhoramento do solo (Ishihara, 2001).



Fig. 2.3 Queda do tabuleiro da ponte Nishi em Kobe, Japão (Alderman *et al.*, 1995).

No dia 22 de Fevereiro de 2011, um sismo de magnitude 6,3 atingiu as cidades de Lyttelton e de Christchurch na Nova Zelândia, causando pelo menos 100 mortos, muitos feridos e quatro mil milhões de dólares neozelandeses em prejuízos (Fig. 2.4).



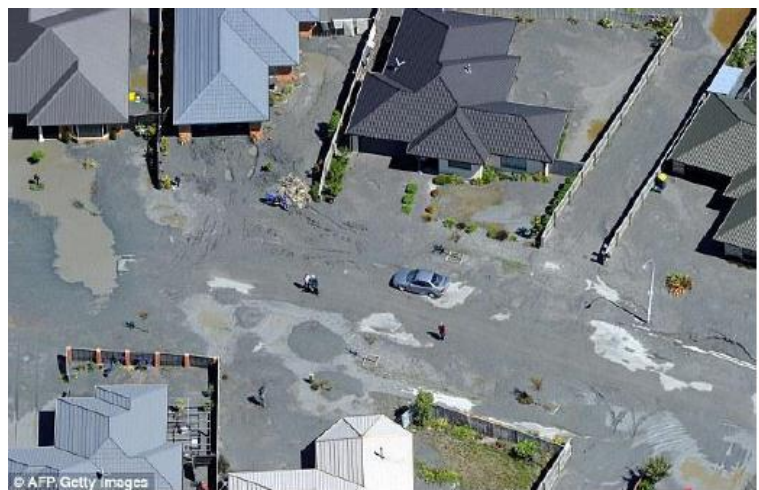
Fig. 2.4 Falha numa via de comunicação provocada por liquefação em Christchurch, Nova Zelândia, 2011 ¹.

O fenómeno de liquefação ficou bem patente na cidade de Christchurch, incluindo regiões em que em sismos anteriores com semelhante magnitude, não se tinha verificado a sua ocorrência. Por outro lado, em locais onde se havia, anteriormente, registado a ocorrência de liquefação, o fenómeno agravou-se entre 3 a 5 vezes.

A liquefação causou o surgimento de mais de 200000 toneladas de silte à superfície, que necessitaram de ser removidas, rotura de fundações e destruição de infraestruturas (80% do sistema de abastecimento de água e sistema de recolha de águas residuais ficaram danificados) (Clifton, 2011) (Fig. 2.5).



a)



b)

Fig. 2.5 a) Pormenor das ejeções de silte; b) Liquefação em Christchurch, 2011 (adaptado de ireport.cnn.com).

A 20 de Maio de 2012 registou-se em Itália o sismo de Emília, com a magnitude de 5,9. Este sismo provocou 7 mortos e pelo menos 47 feridos, sendo bastante visível o efeito da liquefação na região afetada.

O vale de Emilian Po é uma formação geológica recente, constituída, nas zonas mais baixas, por solos argilosos com o nível da água muito próximo da superfície.

Historicamente, este vale regista diversas ocorrências do fenómeno de liquefação (Berardi *et al* 1991). Com o terramoto de 1570 em Ferrara, verificou-se o afundamento, a inclinação e até o desmoronamento de edifícios. Como consequência dos sismos de 1505 e 1624 ocorreram ejeções de areia em forma de fendas com a formação de pequenos vulcões de areia. Durante o sismo de 2012, voltou a verificar-se liquefação com a formação de ejeções de areia em diversos locais, nomeadamente Mirabello, San Carlo, San Felice sul Panàro (Decanini *et al.*, 2012) (Fig. 2.6).

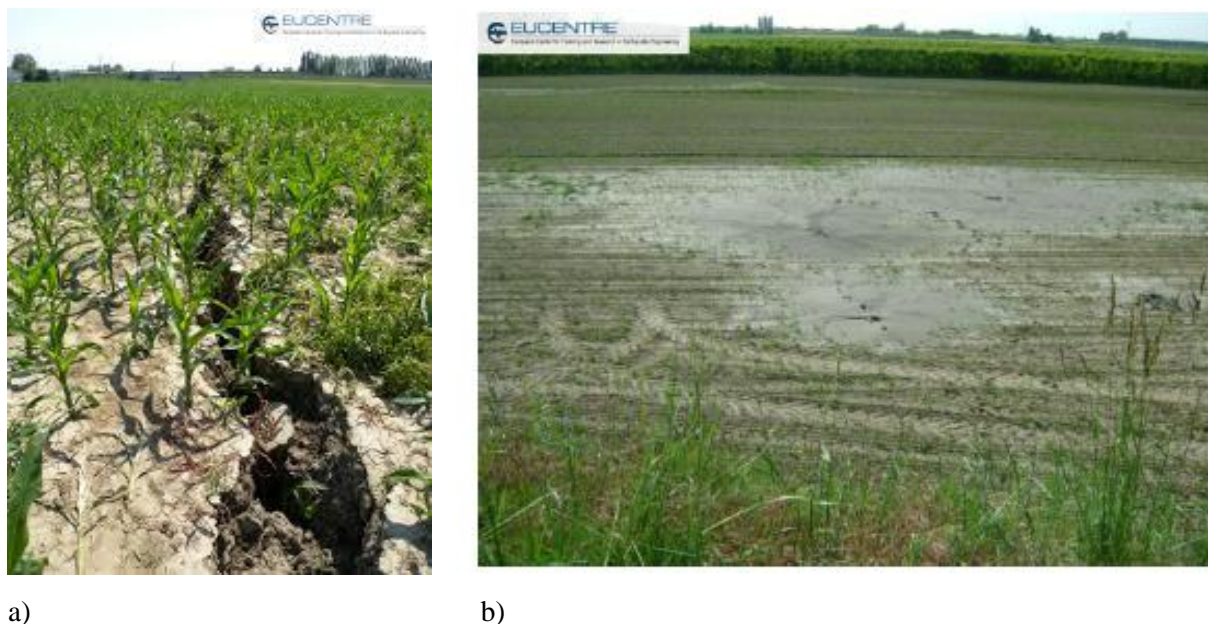


Fig. 2.6 Liquefação provocada pelo sismo de Emilia, Itália, 2012 (adaptado de eucentre.it).

2.2. AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO EM PORTUGAL CONTINENTAL

O estudo de casos históricos de liquefação é um passo fundamental para o zonamento do potencial de liquefação, constituindo uma fonte de dados objetivos que permitem avaliar posteriormente as distâncias máximas do fenómeno de liquefação aos epicentros dos sismos. Permite também conhecer os locais onde a liquefação pode ocorrer no futuro, uma vez que o fenómeno é normalmente reincidente (Jorge, 1994).

A sismicidade histórica, incluindo o estudo de documentos históricos e de outro tipo de registos, como são as inscrições em monumentos, tem uma importância fundamental em Portugal Continental, já que os sismos de maior gravidade ocorridos no território foram anteriores à utilização de registo instrumental (Lopes, 2001).

A informação mais antiga da sismicidade histórica na Península Ibérica remonta à época dos romanos, estando limitada a relatos quase exclusivos das regiões onde se concentrava a maioria da população.

Em Portugal, os dados referentes a sismos que antecedem o de 1755 são muito incompletos e de pouca qualidade. Por outro lado, a informação recolhida e analisada aquando o sismo de 1755 revela um grande avanço para a época.

As descrições mais remotas do fenómeno de liquefação em Portugal remontam ao sismo de 26 de Fevereiro de 1531, com epicentro provavelmente situado no vale inferior do Tejo. O fenómeno

desenvolveu-se, essencialmente, nos solos das bacias do Tejo e do Sado, sendo objeto de relatos nas crónicas da época. Entre o ano de 1531 e o ano de 1755 não se encontraram referências históricas de fenómenos de liquefação apesar da ocorrência de sismos com magnitude suficiente para tal (Jorge, 1994).

No início do século XX existem dados da sismicidade instrumental, sendo que a primeira estação sismográfica em Portugal foi instalada em Coimbra seguindo-se a implementação de uma segunda estação em Lisboa após a ocorrência do sismo de Benavente de 1909. A partir daquele momento, com a ajuda dos dados obtidos em estações sismográficas espanholas, foi possível determinar a localização dos epicentros e outros parâmetros instrumentais relativos aos sismos que afetaram o território nacional (Lopes, 2001).

Por norma, as descrições históricas não identificam com clareza o fenómeno, são incompletas sendo apenas possível deduzir a sua ocorrência. A liquefação, nesses estudos, é frequentemente identificada pelas seguintes manifestações:

- Colapso do solo em extensões limitadas, em materiais arenosos;
- Fluxos de água e areia a partir de fissuras ou aberturas no solo, com formação de pequenos vulcões de areia, ou ainda injeção de areia em poços;
- Afundamento de edifícios fundados em material arenoso.

O mapa de possibilidade de liquefação para o território português foi elaborado com base em registos históricos com referências ao fenómeno. Contabilizam-se seis sismos que afetaram o país e no quais se identificaram fenómenos de liquefação. A ocorrência do fenómeno associado a sismos históricos está representada na Fig. 2.7. Com base nos dados da liquefação histórica, definiu-se uma relação entre a magnitude e a distância máxima de liquefação aplicável a Portugal Fig. 2.8. Esta relação é explícita na Fig. 2.9, incluindo-se relações de outros autores relativos a outros sismos.

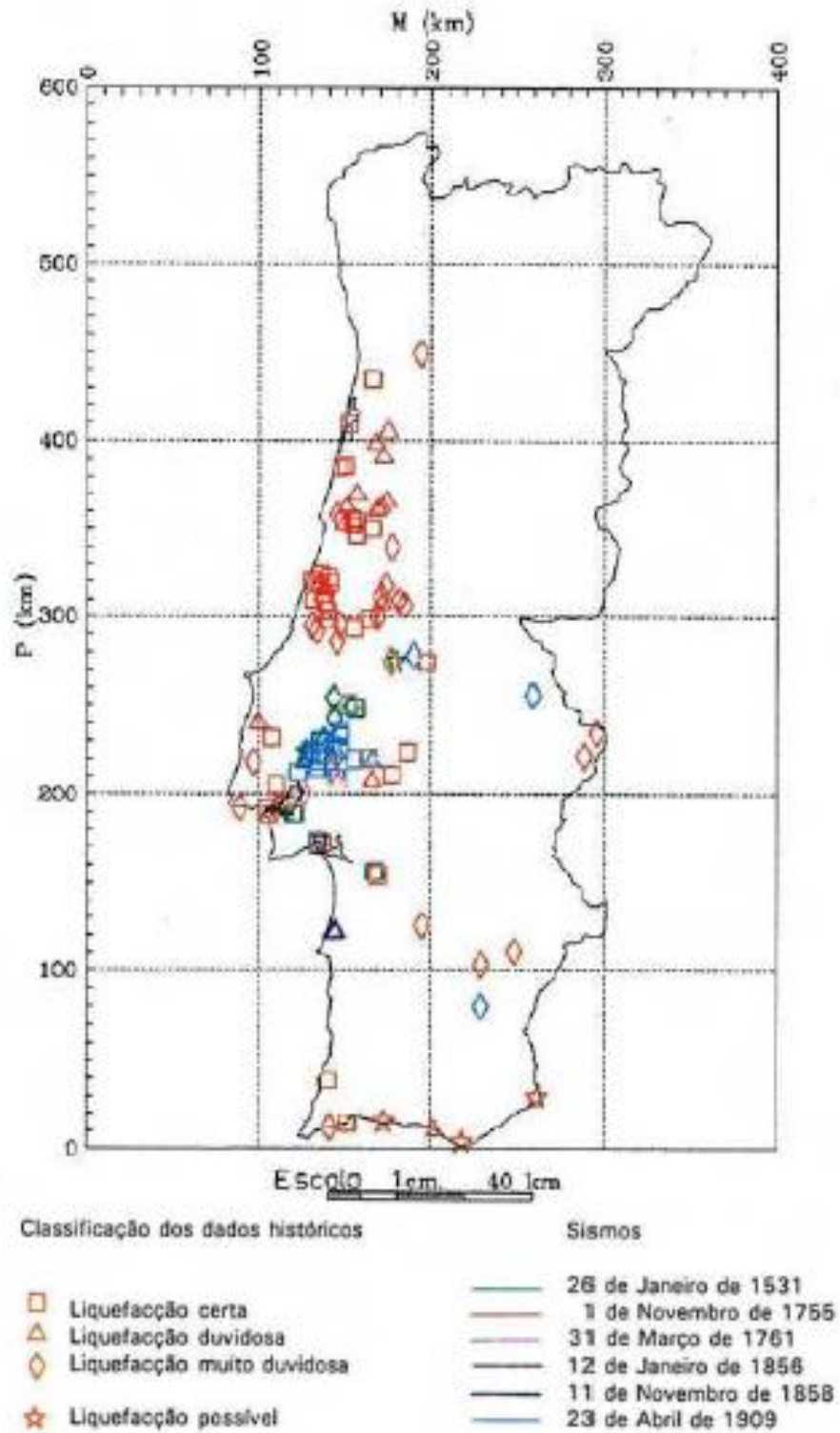


Fig. 2.7 Liquefação associada a sismos históricos (Jorge, 1994).

Sismos	Magnitude	Distância máxima (km)
26.01.1531	7,1	80
01.11.1755	8,5	420
11.11.1858	7,2	66
23.04.1909	7,6	120

Fig. 2.8 Distância epicentral relacionado com a magnitude de sismos históricos em Portugal (Jorge, 1994).

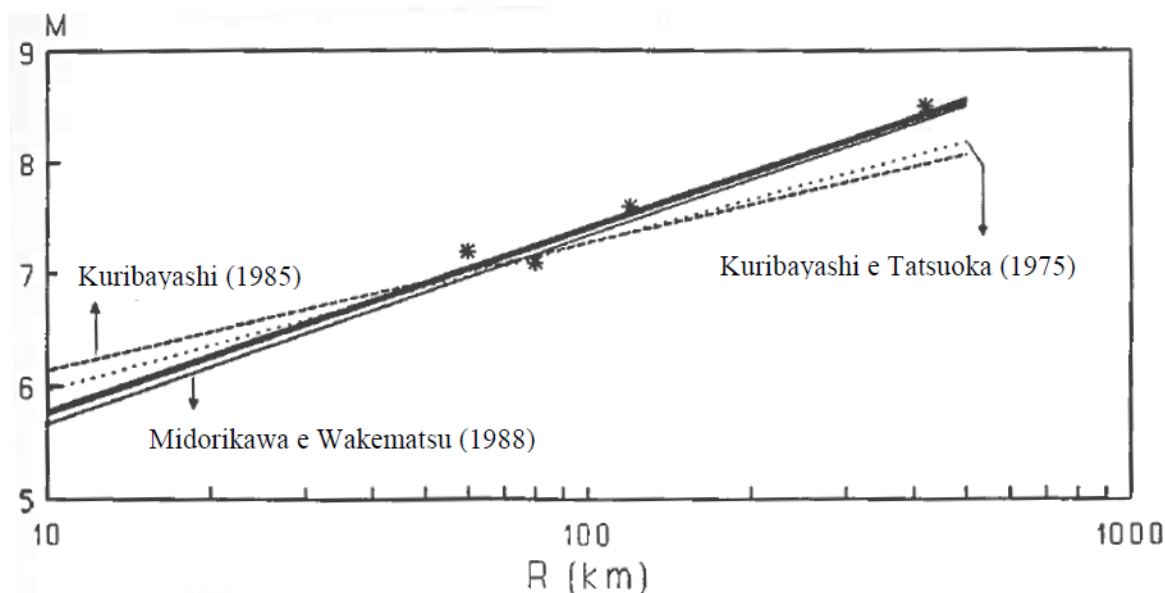


Fig. 2.9 Relação entre a magnitude (M) e o logaritmo da distância máxima de liquefação (Jorge, 1994).

Na sequência do seu estudo, e utilizando os dados apresentados anteriormente, Jorge (1994) considerou que a zona de geração sísmica com maior concentração de sismos está associada ao limite de placas a Sul da Península Ibérica e que no continente a sismicidade aglomera-se na faixa Centro-Litoral, e assim definiu um mapa com o período de retorno de liquefação para Portugal Continental (Fig. 2.10).

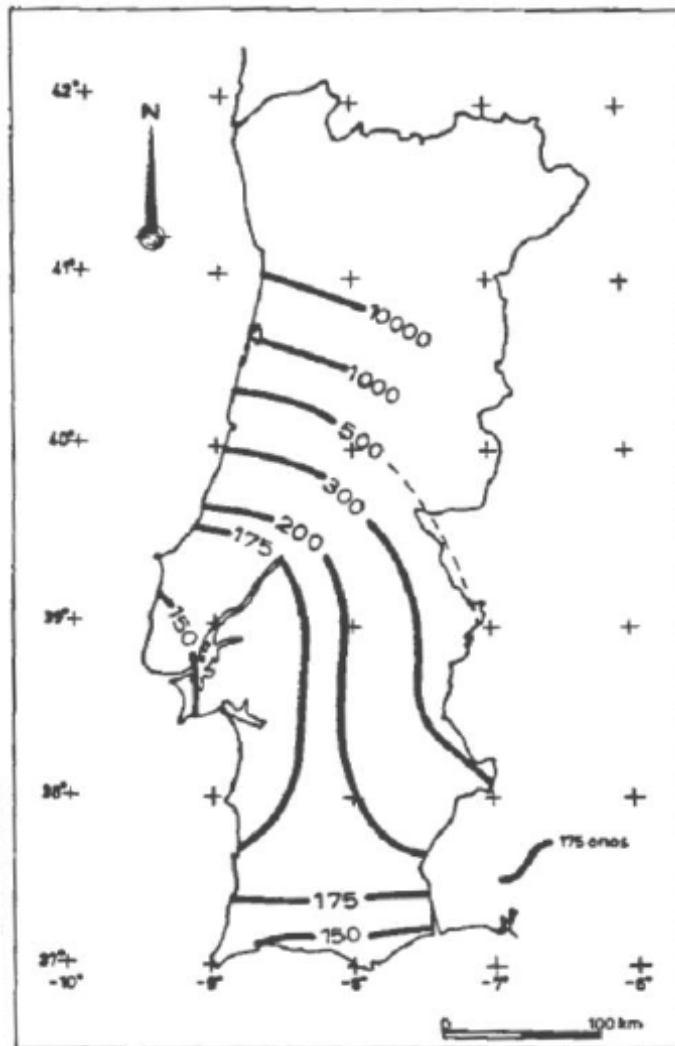


Fig. 2.10 Mapa do período de retorno de liquefação para Portugal Continental (Jorge, 1994).

O zonamento da suscetibilidade à liquefação do território continental baseia-se em critérios geológicos e geomorfológicos complementados com dados de liquefação histórica.

As formações sensíveis à liquefação são sobretudo constituídas pelos depósitos Plistocénicos e Holocénicos do litoral (praias, dunas, praias levantadas, entre outros) das zonas baixas, nomeadamente ao longo dos vales dos principais cursos de água. Além dos depósitos Quaternários e recentes como os anteriores, consideram-se ainda os depósitos Plio-quaternários das bacias terciárias do rio Tejo e Sado, e das faixas litorais ocidentais e do Algarve (Jorge, 1994).

Na Fig. 2.11 (Jorge, 1993), está demonstrada a correlação entre as regiões de Portugal e a suscetibilidade à liquefação.

Localização e classificação das unidades geomorfológicas e geológicas	Susceptibilidade
Algarve Praia Sapal e zona lag. de Faro-Olhão-Tav. e Alvor Aluvião (a) (Rio Guadiana, etc.) Plioquaternário (PQ)	Alta alta a muito alta alta muito baixa
Costa Alentejana Praia Duna (d e ad) laguna (Melides e Sr ^o André) Aluvião (a) Terraço Quaternário (Q) Plioquaternário (PQ)	moderada a alta moderada alta alta baixa muito baixa
Sado Estuário Laguna Aluvião (a) Duna (d e ad) Terraço fluvial (Q) Plioquaternário (PQ)	alta a muito alta alta a muito alta alta alta a moderada baixa muito baixa
Tejo Estuário Aluvião (a) Planície aluvionar (A) Terraço fluvial (Pleistocénico - Q) Plioquaternário e Pliocénico (PQ e P)	alta a muito alta alta moderada baixa muito baixa
entre o Guincho e Nazaré Praia Duna (d e ad) Terraço de praia Aluvião (a) (ex: Rio Sizandro)	moderada a alta moderada baixa a muito baixa alta
entre a Nazaré e Espinho Praia Lagunas (Óbidos, S. Martinho, etc.) Aluvião (a) (Rio Lis) Duna (d e ad) Plioquaternário (PQ)	moderada a alta alta alta moderada muito baixa
Mondego Estuário Aluvião (a) Terraço fluvial (Q)	alta alta baixa
Aveiro Laguna Lagoa Praia Duna (d e ad)	alta a muito alta alta moderada a alta baixa a alta
entre Espinho e o Rio Minho Praia Duna (d e ad) Terraço de praia	moderada a alta moderada a alta baixa
Rio Minho Aluvião (a) Terraço fluvial (Q)	alta baixa

Fig. 2.11 Suscetibilidade à liquefação em depósitos sedimentares nas unidades geomorfológicas de Portugal (Jorge, 1993).

2.3. SISMICIDADE

Os exemplos apresentados anteriormente comprovam que o fenómeno de liquefação de solos está, em grande parte das vezes, associado a eventos sísmicos. Torna-se portanto crucial conhecer quais os motivos dos abalos da crosta terrestres bem como as principais consequências que estes podem acarretar na vida humana.

2.3.1. INTRODUÇÃO HISTÓRICA

Durante a Antiguidade, prosseguindo pela Idade Média, a origem dos abalos sísmicos estava associada a mitos e crenças. Para o Homem contemporâneo desses períodos históricos a falta de conhecimento científico dava asas ao desenvolvimento da imaginação.

Consoante as crenças de cada população, os sismos ora eram considerados como um violento castigo dos Deuses, como forma punitiva da vida “pecaminosa” praticada pelos homens na Terra, ora tomavam a forma de um enorme peixe-serpente que se movia lentamente por debaixo das ilhas do Japão, ora era fruto da ação descontrolada de um elefante gigante (Índia), ora estava associado ao lento rastejar de uma tartaruga sobre a qual assentava o Mundo. De facto, muitas foram as figuras mitológicas exaltadas para explicar os fenómenos sísmicos e até se associar este efeito à origem das vibrações, o dilema manteve-se.

O desenvolvimento dos primeiros instrumentos com capacidade para detetar e medir as ondas sísmicas impulsionou o gradual conhecimento e a natureza das condições que originam os sismos.

Durante meados do século XIX, começa a ser investigada a relação entre a fratura das rochas e a atividade sísmica. Eram estudadas duas hipóteses: a fratura das rochas como local gerador de sismos ou como resultado de uma ação exercida sobre a própria fratura.

No entanto, a ocorrência de sismos em regiões onde existia atividade vulcânica vinha refutar as hipóteses apontadas anteriormente, levando os geocientistas da época a considerar o vulcanismo como um possível desencadeado da atividade sísmica.

O estudo e desenvolvimento das teorias referidas, culminou, no final do século XIX e princípio do século XX, com a falha ou fratura detetada à superfície apontada como a principal responsável pela origem dominante dos sismos. A investigação dos resultados provocados por alguns terremotos da época, veio confirmar esta teoria e a necessidade de a estudar afincadamente.

A investigação da teoria das placas tectónicas, foi iniciada ativamente nos anos 60 e, tem vindo a ser desenvolvida até aos dias de hoje através da colaboração de físicos, geólogos e químicos e com a interpretação dos registos sismográficos.

2.3.2. O FENÓMENO

A estrutura interna da Terra é constituída, basicamente, por três camadas: crosta, manto e núcleo.

A crosta é a camada sólida mais superficial da Terra que tem, em média, de 30 a 40 km de espessura, podendo, no entanto, variar este valor. É constituída, essencialmente, por rochas e solos.

O manto é a camada viscosa logo abaixo da crosta e é formada por vários tipos de rochas que, devido às altas temperaturas, se encontram em forma de magma.

O núcleo, tal como o nome indica, é a parte central do planeta que se acredita ser constituído por metais como ferro e níquel em altíssimas temperaturas.

A camada sólida mais superficial da Terra, é uma formação descontínua, constituída por diversos fragmentos designados por placas tectónicas que se encontram limitadas por zonas de convergência ou divergência. São reconhecidas 52 placas tectónicas, no entanto, apenas sete têm dimensões continentais. As placas tectónicas atuais, são relativamente recentes, e apresentam um deslocamento relativo que varia entre 1cm/ano e 10 cm/ano.

O movimento das placas deve-se às “correntes de convecção” que ocorrem na astenosfera, camada situada sob a litosfera. Estas correntes são provocadas pelo movimento ascendente dos materiais mais quentes do manto em direção à superfície da Terra. À medida que o material do manto é adicionado às orlas crescentes de uma placa, dá-se a acreção, associada de uma forma geral à difusão do fundo oceânico (zonas de divergência).

O aparecimento de novo material, motor do movimento das placas, pode conduzir a um outro tipo de deslocamento das placas, ou seja, estas podem-se movimentar uma em direção à outra nas ditas “zonas de convergência”. Nestas situações, se uma placa continental “choca” com uma placa oceânica, esta última pode-se afundar sob a outra nas chamadas “zonas de subducção” (Fig. 2.12). Quando o movimento de convergência ocorre entre duas placas continentais, ou seja, de igual densidade, surgem cadeias montanhosas como, é exemplo, os Himalaias.

É importante referir, que o deslocamento das placas não é unidirecional, isto é, cada placa é dotada do seu próprio movimento, com direção e sentido independente das restantes.

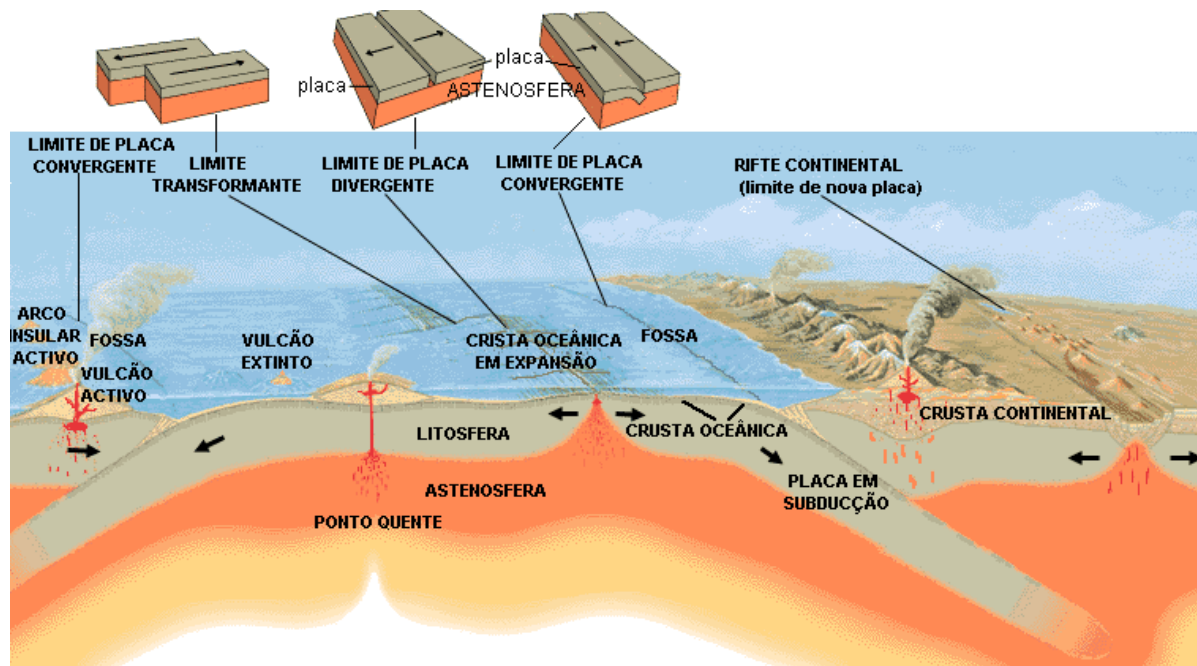


Fig. 2.12 Esquema de interação das placas terrestres ².

Segundo a teoria da “Tectónica de Placas”, e como foi anteriormente descrito, as placas que constituem a litosfera movimentam-se e interagem entre si (Fig. 2.12), originando uma intensa atividade geológica, que se traduz em sismos e vulcões nos limites das placas.

Nas zonas de interface entre as placas tectónicas, localizam-se as falhas, zonas onde se verifica a grande maioria da atividade sísmica, sendo então possível conhecer a distribuição geográfica dos sismos (Fig. 2.13).

Preliminary Determination of Epicenters 358,214 Events, 1963 - 1998

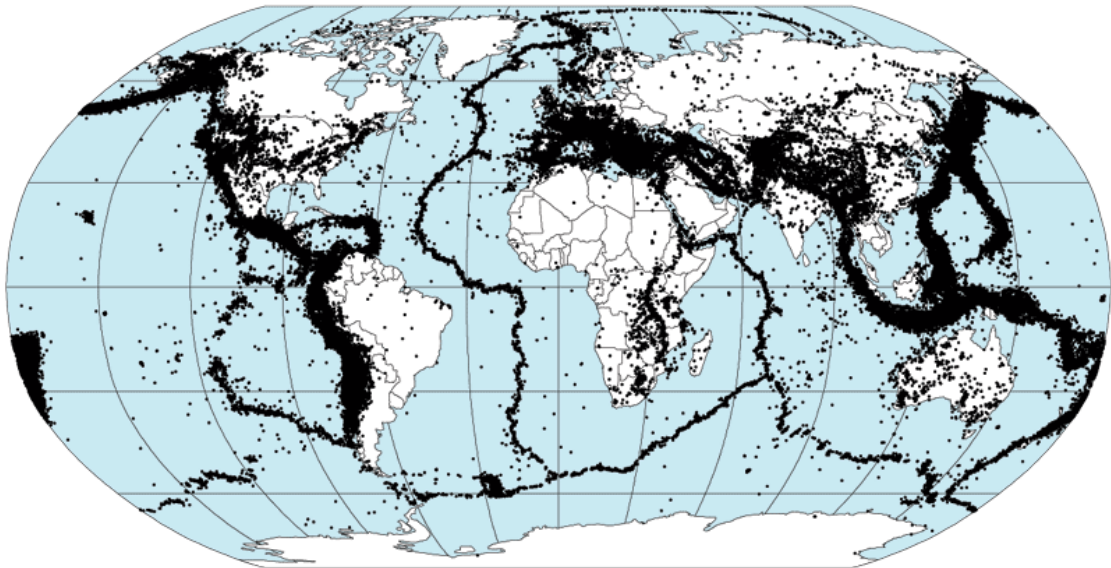


Fig. 2.13 Localização dos epicentros dos sismos ocorridos entre 1963 e 1998 (Fonte: NASA).

É então possível definir um sismo como sendo um processo de rotura que transforma a energia de deformação que foi acumulada ao longo de vários anos através do movimento lento das placas tectónicas, em energia irradiante. Este fenómeno ocorre de forma brusca, passageira e irregular. A estas irregularidades estão associadas as réplicas que geralmente sucedem o sismo principal, e que permitem que se verifique uma redistribuição dos esforços presentes no interior da fratura.

É de salientar, que os sismos apresentam uma notável regularidade de acontecimentos a nível temporal. Ou seja, ocorrem num intervalo de tempo mais ou menos constante numa determinada região. E esta ocorrência pode ser explicada pela velocidade relativamente constante a que se dá o movimento de placas. É fácil de entender que um movimento com direções inversas conduz a uma deformação na zona de interação de placas. Assim, quando o nível de tensão instalada no material terrestre ultrapassa o seu limite elástico, ocorre a deformação permanente desse material. Esta rotura pode acontecer de forma dúctil ou frágil. Ocorre um sismo quando a cedência é do tipo frágil. A este fenómeno dá-se o nome de teoria do ressalto elástico (Fig. 2.14). Assim, conhecendo a velocidade média anual a que se movimentam duas placas tectónicas e sabendo qual o limite elástico do material presente na interseção, torna-se possível prever a ocorrência de um sismo, não sendo, no entanto, definitiva esta conjectura.

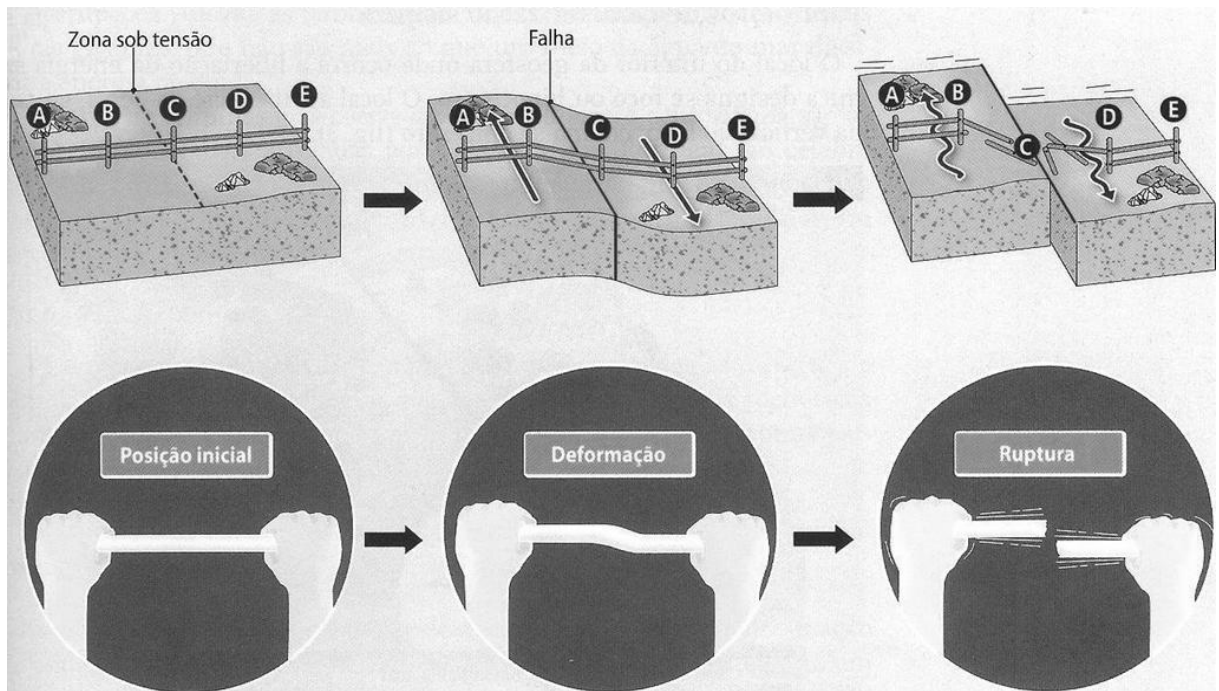


Fig. 2.14 Esquema da teoria do ressalto elástico ³.

2.3.3. ONDAS SÍSMICAS

O efeito físico que um sismo produz nas suas imediações consiste principalmente num movimento vibratório, que varia de ponto para ponto. Este movimento é proveniente da fonte sísmica e propaga-se em todas as direcções por meio de ondas sísmicas.

As ondas sísmicas são fruto de uma atividade sísmica, explosão ou vibração e propagam-se nos terrenos ou em qualquer outro meio elástico. Quando se verifica alguma destas situações, o equilíbrio é perturbado sendo, portanto, substituído por movimento. Sendo que este movimento produz ondas de volume (ondas de compressão/longitudinais e de corte/distorcionais) e ondas de superfície (ondas Rayleigh e Love).

De seguida, apresenta-se uma breve descrição dos diferentes tipos de onda e as suas correlações com o meio onde se propagam.

2.3.3.1. Ondas Longitudinais

As ondas longitudinais, também conhecidas como primárias, de compressão ou dilatação, são usualmente designadas por ondas P e, propagam-se através de movimentos de extensão e compressão paralelamente à direcção de propagação (Fig. 2.15). O facto de se propagarem em todos os meios, quer sejam sólidos, líquidos ou gasosos faz delas as mais rápidas. São as primeiras a chegar a qualquer ponto da superfície do Globo, atingindo velocidades de propagação de 330 m/s no ar e 1500 m/s na água.

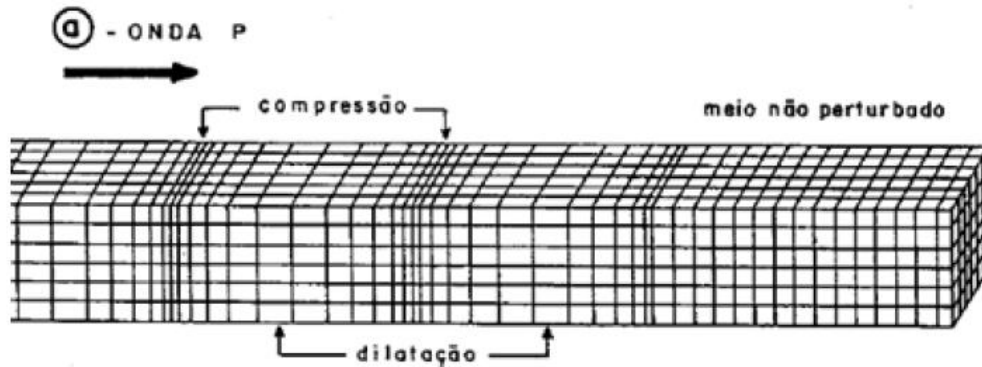


Fig. 2.15 Modelo de deformação da onda longitudinal que se propaga em meios elásticos (Bolt, 1978 *apud* Barros, 1997).

A velocidade de propagação da onda P num meio elástico, infinito, homogêneo e isotrópico é dada pela expressão 2.1:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.1)$$

Em que:

- E: é módulo de Young associado ao material atravessado pela onda;
- ρ : é a massa específica do material atravessado;
- ν : é o coeficiente de Poisson do meio atravessado;
- M: é o módulo de confinamento do material.

2.3.3.2. Ondas Transversais

As ondas transversais, também designadas por ondas de corte, ou ondas S, deslocam-se a uma velocidade inferior às ondas P, pelo que surgem em segundo lugar. Propagam-se segundo movimentos puramente distorcionais sem, no entanto, induzirem variações volumétricas. O movimento de vibração das partículas, contrariamente ao que se verifica com as ondas P, é perpendicular à direção de propagação da onda. A figura Fig. 2.16 representa o esquema de propagação das ondas S.

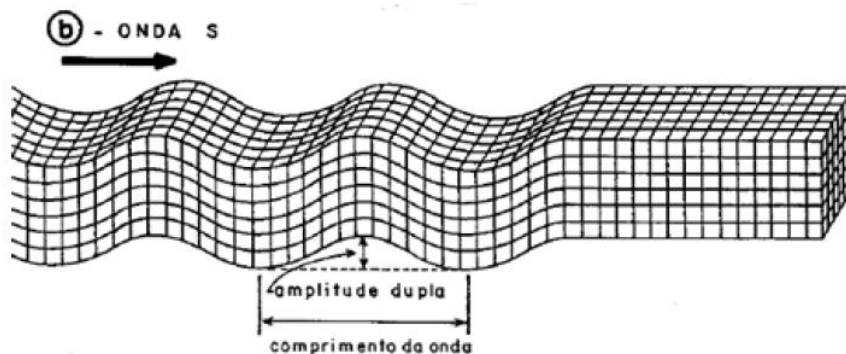


Fig. 2.16 Modelo de deformação da onda transversal que se propaga em meios elásticos (Bolt, 1978 *apud* Barros, 1997).

A velocidade das ondas de corte depende das características do meio onde se propagam. Os valores típicos de velocidade de propagação, V_s , variam entre os 40 m/s para argilas muito soltas e os 3500 m/s em rochas não alteradas.

Como as vibrações são executadas no plano vertical, no sentido do movimento existem duas componentes (ondas polarizadas): a vertical SV e a horizontal SH. A velocidade de propagação da onda S num meio elástico infinito, homogêneo e isotrópico é dada pela expressão 2.2.

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \frac{1}{(1 + \nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.2)$$

Em que:

- E: é módulo de Young associado ao material atravessado pela onda;
- ρ : é a massa específica do material atravessado;
- ν : é o coeficiente de Poisson do meio atravessado;
- G: é o módulo de distorção do meio.

É de referir que tanto as velocidades de propagação V_p como V_s dependem, exclusivamente, das características do meio de propagação, não devendo, por isso, ser confundidas com a velocidade do movimento do solo gerado aquando a ocorrência de um sismo.

Relacionando as expressões das velocidades de propagação das ondas P e S, e conhecendo a massa específica do meio, é possível determinar o coeficiente de Poisson, que por sua vez permite estimar o valor do módulo de deformabilidade, ou módulo de Young.

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (2.3)$$

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (2.4)$$

2.3.3.3. Ondas Superficiais

As ondas superficiais possuem velocidades de propagação inferiores às das ondas transversais e longitudinais, têm períodos mais elevados e propagam-se exclusivamente próximo da superfície, pelo que provocam deslocamentos mais pronunciados das partículas do solo. A sua importância na sismologia surge do facto de se dissiparem no espaço de uma forma muito mais lenta que as ondas P e S, sendo portanto fundamentais para o registo de eventos sísmicos a grandes distâncias do epicentro.

Distinguem-se dois tipos de ondas superficiais, as ondas Love e as ondas de Rayleigh (Fig. 2.17).

As ondas Rayleigh, comumente designadas por ondas R, descrevem um movimento elíptico retrógrado no plano vertical, paralelo à direção de propagação da onda. Resultam da interferência das ondas P e S, pelo que foram matematicamente definidas pela combinação das equações gerais de movimento destas e a sua intensidade média diminui com a profundidade.

As ondas de Love, ou simplesmente ondas L, produzem um movimento das partículas perpendicular à sua direção de propagação e paralelo à superfície. Resultam da interferência de duas ondas S e são assim designadas em honra do matemático britânico A.H.E. Love que concebeu o seu modelo matemático em 1911. São ligeiramente mais rápidas que as ondas R e extremamente destrutivas. A energia deste tipo de ondas é obrigada a permanecer nas camadas superiores da Terra por ocorrer por reflexão interna total.

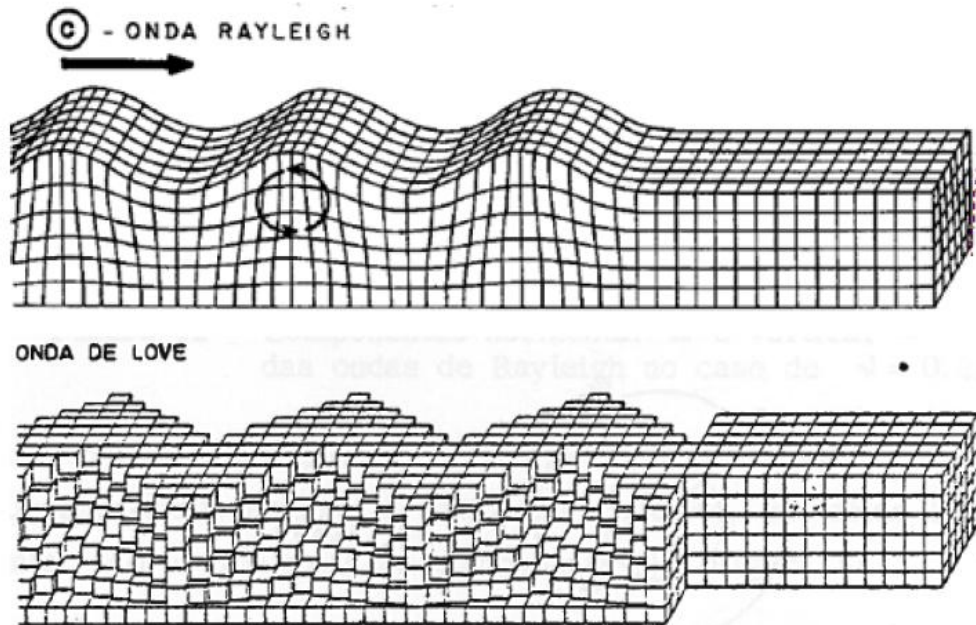


Fig. 2.17 Modelo de deformação associado às ondas de Rayleigh e de Love que se propagam em meios elásticos (Bolt, 1978 *apud* Barros, 1997).

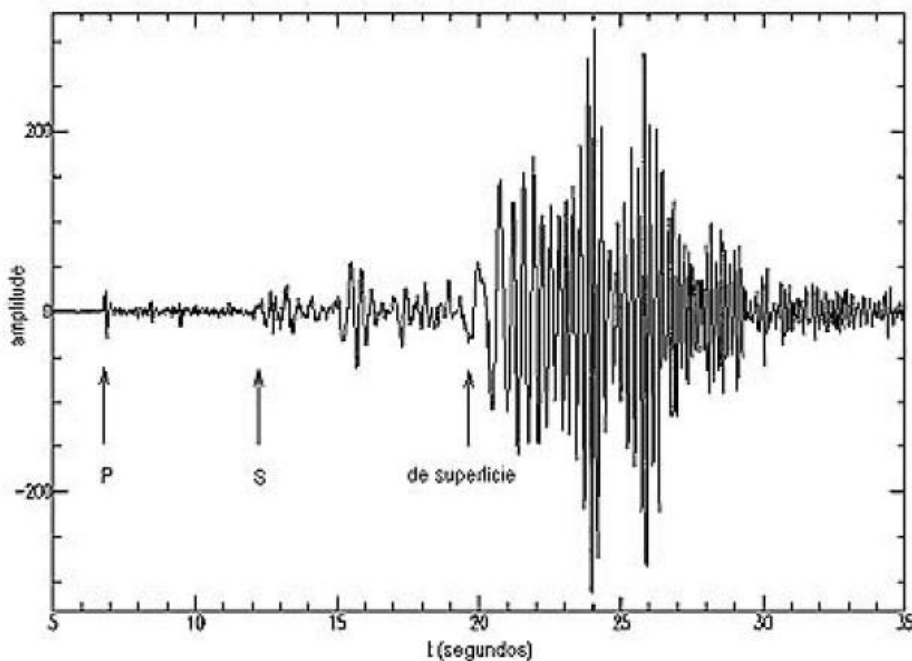


Fig. 2.18 Registo de chegada de ondas durante um evento sísmico (adaptado de Silva, 2010).

2.3.4. CARACTERIZAÇÃO SÍSMICA DA ZONA DE AVEIRO

A cidade de Aveiro encontra-se implantada nas formações de terraços de areia do Quaternário sobreposto às formações de argila do Cretáceo de Aveiro. E em direção ao Oeste, existe um sistema lagunar do Holocénio, característico dos limites da cidade, que é composto por areia e solos moles, portanto distintos nas suas características em relação à área mencionada anteriormente.

No EC8 são definidos dois tipos de ação sísmica para o território nacional. A ação sísmica tipo 1 apresenta um cenário de geração interplacas continentais caracterizando-se por baixas frequências, elevada magnitude e longa duração. A ação sísmica tipo 2 apresenta um cenário de geração intraplacas continentais caracterizando-se pela sua elevada frequência, magnitude moderada e curta duração.

A ação sísmica é definida no EC8 por um único parâmetro: o valor de referência da aceleração máxima na base em rocha, a_{gR} .

- Ação Sísmica Tipo 1 – “Sismo afastado – *Faraway source*” – sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (cenário de geração interplacas).
- Ação Sísmica Tipo 2 – “Sismo próximo – *Nearby source*” – sismo de magnitude moderada e pequena distância focal (cenário de geração intraplacas).

A cidade de Aveiro tem um risco sísmico moderado fundamentado pela aceleração máxima prevista de $0,8 \text{ m/s}^2$ para $1,6 \text{ m/s}^2$, e uma probabilidade de 39,3% em 50 anos.

Na Fig. 2.19 está representado o zonamento sísmico para Portugal Continental estabelecido por concelhos e respetivos valores da aceleração máxima de referência para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de solicitação sísmica, adaptado de acordo com a informação constante do Anexo Nacional Português do NP EN 1998-1.

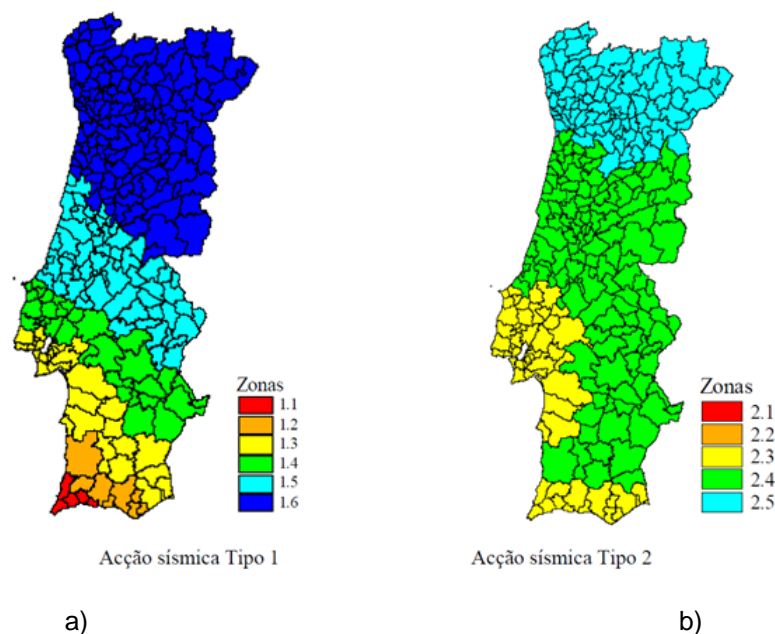


Fig. 2.19 Zonamento sísmico para Portugal Continental por concelhos para: a) Ação sísmica Tipo 1, b) Ação sísmica Tipo 2 ⁴.

2.4. LIQUEFAÇÃO

A liquefação dos depósitos de solos soltos e saturados durante um sismo tem sido objeto de estudo durante as últimas décadas. É um fenómeno ainda não totalmente compreendido embora tenha sido observado em praticamente todos os grandes sismos. Suscitou principal interesse na comunidade geotécnica após ter sido responsável por danos de elevada intensidade nos sismos do Japão e do Alasca.

De um modo geral a liquefação, quer tenha origem por carregamentos monotónicos ou cíclicos em condições não drenadas, pode ser descrita como a perda de rigidez e resistência de um terreno saturado em períodos de tempo muito reduzidos, podendo mesmo conduzir o terreno à rotura. O solo poderá comporta-se como um líquido, caso ocorra uma perda completa de resistência.

A geração de excessos de pressão neutra sob carregamento não drenado é a questão chave da liquefação. De facto, a perda de resistência deve-se, essencialmente, à geração de excessos de pressão neutra positivos em solos saturados, reduzindo drasticamente as tensões efetivas, podendo assim ocorrer assentamentos e aberturas de fendas na superfície do terreno que são avassaladoras para as estruturas aí fundadas.

O fenómeno da liquefação dos solos encontra-se representado, de uma forma esquemática, na figura que se segue:

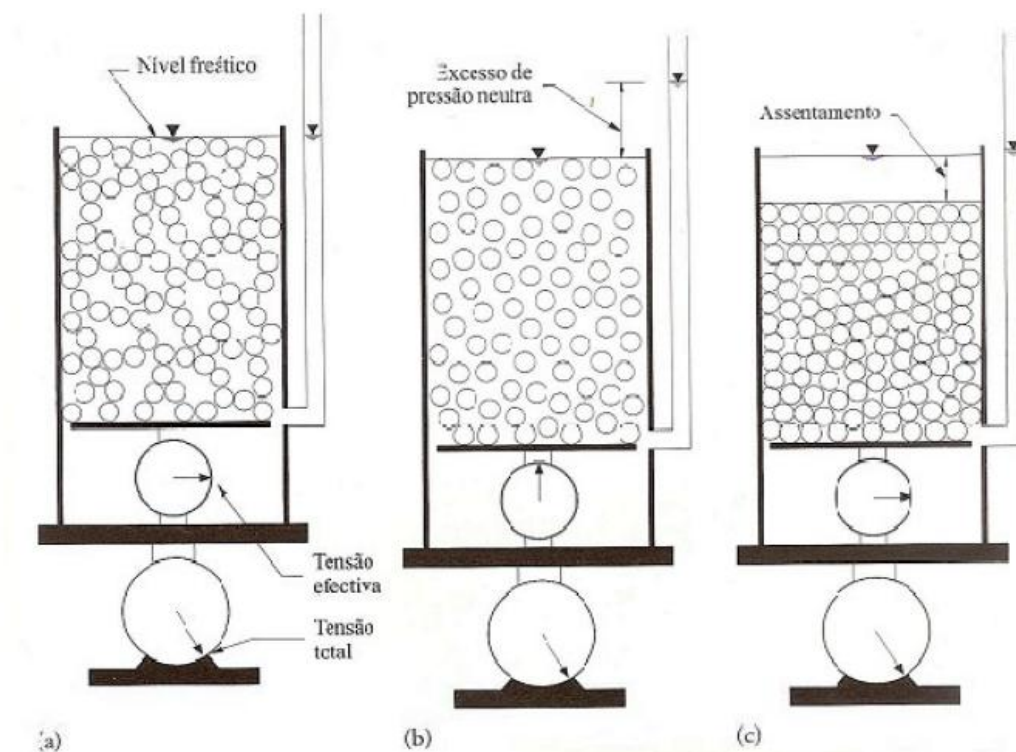


Fig. 2.20 Esquema simplificado de Ishihara para explicar o fenómeno de liquefação de solos: a) estado inicial; b) durante a liquefação; c) após liquefação. (Matos Fernandes, 2006).

Embora a liquefação esteja, tradicionalmente, associada a areias soltas e mal graduadas, não são apenas estes materiais a exibir sinais deste fenómeno. Já foi provado que a liquefação se pode verificar tanto em areias com granulometria uniforme e tamanho de grãos considerável como em solos siltosos, com percentagens de finos próximas de 100%. É fundamental salientar que este fenómeno apenas é observado em solos destituídos de coesão. Os solos coesivos, isto é, que apresentam potenciais forças

Van-der-Walls e/ou químicas, entre as partículas, nunca exibem excessos de pressões neutra de 100%, podendo no entanto sofrer uma perda parcial da sua resistência.

É ainda essencial depreender que existe uma certa ambiguidade na definição da liquefação, no entanto esta deve ser definida quando o solo atinge de facto uma tensão efetiva nula (Yamamuro e Covert, 2001). É erróneo concluir que o comportamento de um solo que exiba uma resistência de pico com uma pronunciada deformação por amolecimento seja frequentemente designado de liquefação (adaptado de Viana da Fonseca *et al.*, 2011).

2.4.1. DIFERENTES TIPOS DE ROTURA POR LIQUEFAÇÃO

Sladen *et al.* (1985) define liquefação como sendo um fenómeno em que uma massa de solo perde uma grande percentagem da resistência ao corte, quando sujeito a carregamento monotónico, cíclico ou de impacto, e flui de forma semelhante a um líquido até que a tensão de corte aplicada à massa de solo seja tão baixa quanto a resistência ao corte reduzida do mesmo.

Tendo em conta os diferentes mecanismos de rotura associada à liquefação, Robertson (1994) propõe um sistema de classificação com o objetivo de clarificar a definição de liquefação. As causas que dão origem ao aumento das pressões permitem, então, dividir este fenómeno em dois grupos: liquefação por fluxo e amolecimento cíclico.

A liquefação por fluxo é o fluxo não drenado de solos contractivos saturados, quando a tensão de corte excede a resistência ao corte residual do solo. Pode ser fruto de um carregamento monotónico ou cíclico.

O amolecimento cíclico descreve as grandes deformações ocorridas durante o carregamento cíclico devido ao aumento da pressão neutra em solos que tendem a dilatar em carregamentos monotónicos não drenados. O amolecimento cíclico no qual as deformações cessam com o carregamento cíclico pode ser classificado como liquefação cíclica ou mobilidade cíclica. O primeiro caso verifica-se quando as tensões de corte impostas pelo carregamento cíclico excedem a resistência ao corte inicial, podendo atingir a condição de tensão efetiva nula dando origem a deformações de grande escala.

Ocorre mobilidade cíclica quando as solicitações cíclicas não provocam a condição de tensão efetiva nula e as deformações vão-se acumulando a cada ciclo de carregamento.

A linha dos estados críticos é traçada a partir da união dos pontos de índices de vazios correspondentes ao estado crítico, isto é, o índice de vazios para o qual o solo continua a deformar-se com tensão e volume constante.

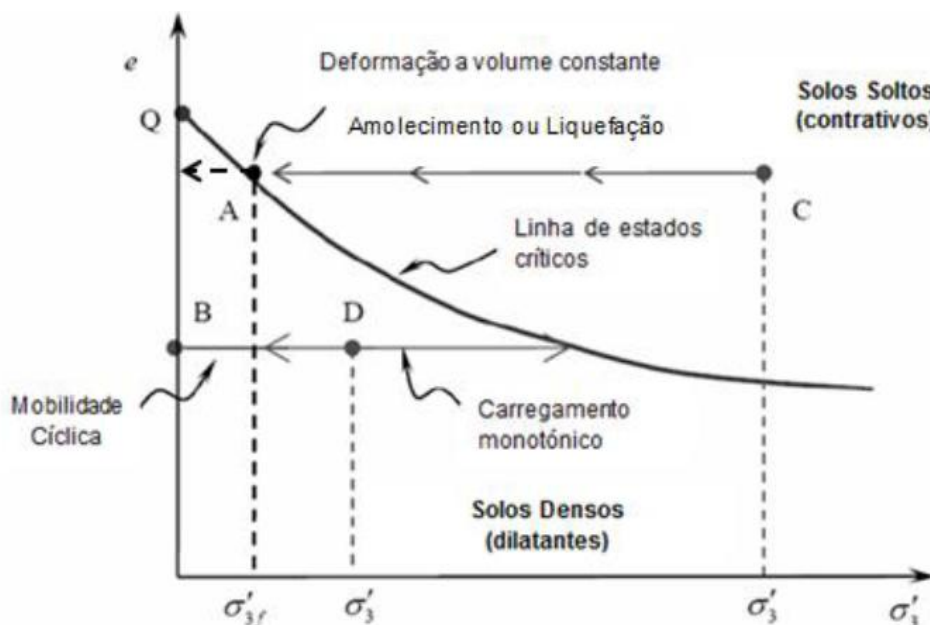


Fig. 2.21 Comportamento de areias saturadas em condições não drenadas aquando de carregamento monotónico e cíclico (adaptado de Castro e Poulos, 1977).

A análise da Fig. 2.21 permite compreender que a liquefação por fluxo resulta da rotura de um solo solto (C) quando sujeito a um carregamento monotónico ou cíclico, provocando uma diminuição da tensão efetiva mantendo sempre, no entanto, o mesmo índice de vazios, logo, não originando variações volumétricas na amostra. Ou seja, a tensão de corte provocada é superior à resistência ao corte no estado crítico do solo (A), em condições não drenadas. No momento em que a trajetória de tensões atinge o ponto Q, dá-se uma perda total de resistência ($\sigma'_3=0$), passando o material a comportar-se como um líquido.

Um solo denso (D) quando se encontra sujeito a um carregamento monotónico, a sua trajetória tende para a linha de estados críticos, não se verificando a ocorrência de liquefação. Por outro lado, se for sujeito a um carregamento cíclico, não havendo alteração de volume, o aumento das pressões neutras resulta no decréscimo da tensão de confinamento e assim, a trajetória pende para o lado esquerdo do ponto D.

Dependendo da magnitude do carregamento cíclico e de outros fatores, a trajetória de tensões pode atingir a rotura (B), tendo-se registado liquefação cíclica pois o solo é capaz de adquirir um novo estado de equilíbrio. Este tipo de liquefação pode também ser observado em solos soltos com tensões de corte inferiores à resistência ao corte do solo no seu estado crítico (Bedin, 2010).

A tendência das areias densas e saturadas para a perda de resistência progressiva durante carregamentos cíclicos, mas em carregamento estático atingir deformações limitadas é descrito como mobilidade cíclica (Castro e Poulos, 1977).

2.4.1.1. Liquefação Estática

A liquefação estática, ou de fluxo, é de entre os tipos de liquefação, a que provoca maior devastação. Isto por que o solo após sofrer liquefação não tem a capacidade de alcançar um novo estado de equilíbrio. Pode estar associada a diversos tipos de eventos, como por exemplo, a elevação da água em depósitos de materiais granulares, como as barragens, carregamentos rápidos, movimentos de massa

na área de influência dos depósitos de materiais granulares e excessos de precipitação provocando a subida do nível freático.

Este fenómeno consiste numa transformação no estado do terreno que, inicialmente se comportava como um sólido e, repentinamente se encontra em estado líquido. Ou seja, ocorre quando são gerados excessos de pressão neutra positivos na água que preenche os vazios intersticiais. Em condições drenadas, este excesso de pressão neutra viria a dissipar-se com a expulsão da água do solo, mas, em condições não drenadas, a água encontra-se “encurralada” e portanto, não ocorre dissipação. Caso ocorra um aumento de pressão neutra suficientemente elevado, esta pode igualar o valor da tensão total presente nas condições de equilíbrio. Verificando-se a anulação das forças interpartículas o que se traduz na perda completa da resistência ao corte do solo. Em suma, verifica-se liquefação quando a tensão de corte necessária para equilibrar uma determinada massa de solo é superior à resistência de corte do terreno no seu estado crítico.

Em situações reais, no desenrolar do processo de liquefação, a pressão neutra em excesso retida no interior da camada de solo propicia a liquefação, costuma dissipar-se. No entanto, a movimentação de fluxos pode alastrar o fenómeno às camadas mais próximas, onde inicialmente não se previa a sua incidência.

A liquefação pode estar associada à alteração das condições adjacentes como aplicações de cargas, escavações, entre outras.

Em países com índices de sismicidade elevados, a rotura associada a carregamentos estáticos não é observada frequentemente, pois foram aplicadas medidas adotadas em projeto que visam a segurança em relação a este tipo de carregamentos.

Em locais com pouca atividade sísmica, a liquefação tem sido responsável pela rotura de diques e barragens de rejeito (Fig. 2.22).



Fig. 2.22 Cedência da barragem de resíduos (ouro) em Merriespruit, África do Sul, por liquefação por fluxo em Fevereiro de 2004 (Bedin, 2009).

2.4.1.2. Liquefação Cíclica

A liquefação cíclica é um outro tipo de fenómeno que pode provocar alterações significativas e permanentes na superfície terrestre quando submetida a carregamentos dinâmicos, nomeadamente,

abalos sísmicos. Ocorre mais frequentemente que a liquefação estática, no entanto, as deformações produzidas no solo são menos acentuadas, já que, após a liquefação, o solo, por vezes, consegue adquirir um novo estado de equilíbrio.

Ocorre liquefação cíclica quando a tensão de corte induzida e necessária para equilibrar uma determinada massa de solo, é menor do que a resistência ao corte do solo no seu estado de liquefação, uma vez que a amplitude da ação resulta da combinação das tensões de corte cíclicas e estáticas.

As deformações associadas a este tipo de fenómeno são designadas na bibliografia inglesa como *lateral spreading* e verificam-se, geralmente, em terrenos ligeiramente inclinados ou depósitos próximos das margens dos rios.

A condição de tensão ativadora e a consequência do fenómeno são dois aspetos cruciais para o estudo da liquefação induzida por sismos.

A liquefação pode ser induzida em qualquer zona dos depósitos granulares, durante um carregamento dinâmico, sendo que a ocorrência deste processo depende da magnitude das deformações volumétricas causadas pelo carregamento e das condições do material, principalmente a sua compacidade.

Este fenómeno pode propagar-se às camadas superiores em função do desencadeamento inicial nas camadas inferiores, as quais estão submetidas a um carregamento de base. Nestas situações, o excesso de pressão neutra que se verifica nas camadas inferiores tenderá a dissipar-se no sentido ascendente, concluindo o processo nas mais sobrejacentes, originando as chamadas *sand boils*.

Ao contrário da liquefação estática, a cíclica pode ocorrer em solos soltos e densos, sendo mais provável de ocorrer quanto menor for a compacidade relativa do solo (Marques, 2011).



a)



b)

Fig. 2.23 a) Erupções de areia (*sand boils*), Niigata, Japão, 1964; b) *Lateral Spread* provocou assentamentos de 2 m em Kobe, Japão, 1995 (imagem da Godden Collection, EERC, University of California, Berkeley).

Os solos sujeitos a mobilidade cíclica perdem inicialmente resistência sob carregamento cíclico, mas recuperam-na quando carregados monotonicamente em condições não drenadas consoante a tendência de dilatação reduz a pressão intersticial.

2.5. AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO

O tema da liquefação de solos tem sido abordado e aprofundado, nos capítulos anteriores, suscitando o interesse em conhecer quais os materiais que são suscetíveis a liquefazer.

É importante salientar que para ocorrer liquefação é necessário estarem reunidas várias condições e, portanto, nem todos os solos são suscetíveis a este fenómeno. Assim, é indispensável avaliar os perigos relacionados com este fenómeno através dos vários critérios de avaliação da suscetibilidade de liquefação. Alguns destes critérios diferem consoante se tratar de liquefação por fluxo ou cíclica.

Apresenta-se de seguida alguns desses critérios.

2.5.1. CRITÉRIOS DE ESTADO

A verificação dos critérios de suscetibilidade apresentados anteriormente, não torna absoluta a ocorrência de liquefação do solo. De facto, existem outros parâmetros que são também responsáveis pelo fenómeno de liquefação, que estão associados ao estado inicial do solo, nomeadamente, o índice de compactidade e o estado de tensão inicial.

2.5.1.1. Critério do Índice de Vazios Crítico

O índice de vazios, comumente representado pela letra e , é um valor adimensional que expressa o grau de compactação do solo, relacionando o volume ocupado pelas partículas de material, V_s , e o volume de vazios presente num determinado estado, V_v .

Este valor pode apresentar uma gama distinta de resultados, para um mesmo solo, uma vez que depende, sobretudo, da história de tensões do solo. O índice de vazios crítico é o valor que define a fronteira entre solos contractivos e solos expansivos.

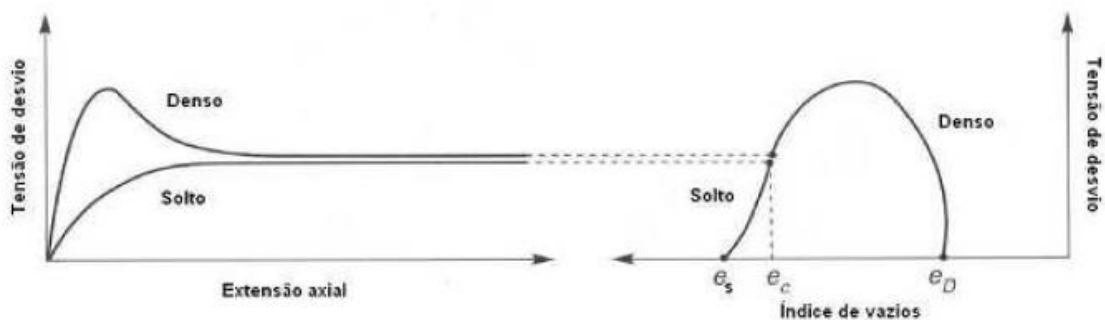


Fig. 2.24 Comportamento de solos e densos para a mesma tensão efetiva de confinamento. e_s - índice de vazios inicial do solo solto; e_D - índice de vazios do solo denso (compacto); e_c - índice de vazios crítico (adaptado de Kramer, 1996).

Designa-se por dilatância à propriedade dos solos que possibilita que estes exibam deformações volumétricas quando solicitados por corte. Pode ser positiva quando o volume aumenta e negativa no caso contrário. Assim, os solos com índice de vazios inicial inferior ao crítico apresentam dilatância positiva, enquanto os solos com índice de vazios superior exibem dilatância negativa. Verifica-se dilatância negativa porque as partículas, ao serem comprimidas, ficam progressivamente mais organizadas, o que conduz a um aumento da resistência. No caso de dilatância positiva, os solos,

apesar de serem comprimidos, sofrem um aumento de volume, pois os grãos que o constituem encontram-se, inicialmente, “encravados” uns nos outros. Portanto, para se organizarem de uma forma diferente, as partículas têm numa primeira fase de se afastar, expandindo-se. Nesta fase, há um pico na resistência ao corte, posteriormente, com a nova organização volumétrica, as partículas voltam a reorganizar-se ocorrendo um ligeiro decréscimo de resistência ao corte. A figura seguinte, apresenta os resultados típicos de ensaios triaxiais de duas amostras de uma areia, sendo uma compacta e outra solta, relacionando as deformações axiais com as deformações volumétricas e com os índices de vazios.

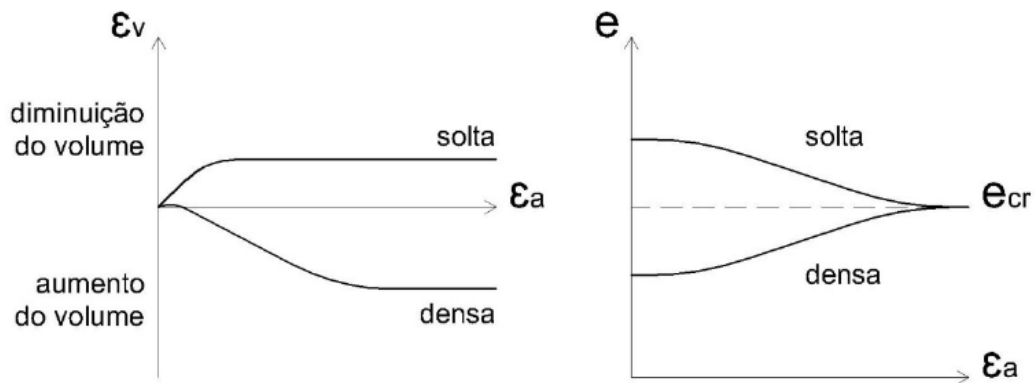


Fig. 2.25 Comparação entre o comportamento de uma amostra solta e densa (Silva, 2010).

Da análise da Fig. 2.25 podemos concluir que ao serem submetidos a grandes tensões, todos os solos tendem a atingir o índice de vazios crítico, e_{cr} . Quando um solo se encontra no estado crítico, ao ser comprimido, não apresenta qualquer variação volumétrica.

Diferentes versões do tipo de condições que constituem o estado crítico têm sido apresentadas na literatura (Fig. 2.26). De acordo com Casagrande (1940), o estado crítico é alcançado para condições drenadas quando o índice de vazios e a tensão normal e de corte se mantêm constantes sob corte contínuo. Em areias, o estado crítico, ocorre tipicamente após a tensão efetiva de ruptura, para grandes deformações. Para ser atingido o estado crítico sob condições não drenadas é necessário que a pressão nos poros e a tensão efetiva se mantenham constantes para grandes deformações.

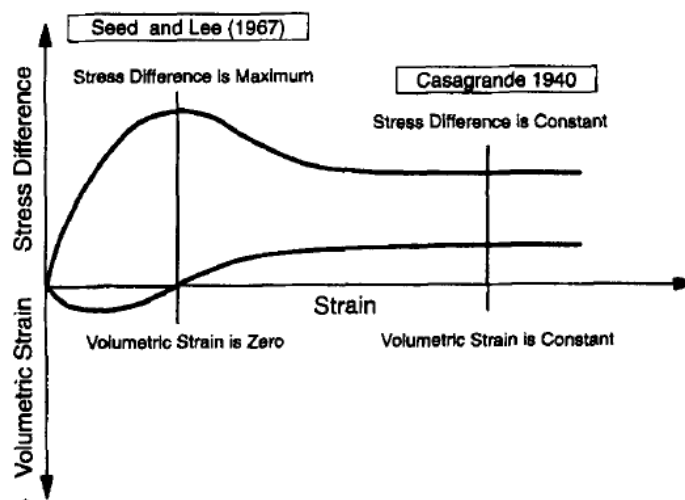


Fig. 2.26 Diagrama esquemático que apresenta duas definições do estado crítico em condições drenadas (Yamamuro e Lade, 1998).

Em 1936, Casagrande, desenvolveu uma série de ensaios triaxiais drenados em amostras soltas e densas, e concluiu que o índice de vazios crítico podia ser unicamente relacionado com as tensões de confinamento presentes no solo através da linha de índice de vazios crítico (Linha de Estados Críticos).

Aquando a realização destes ensaios, ainda não existiam dispositivos capazes de medir as pressões neutras, no entanto, Casagrande idealizou o comportamento das amostras quando sujeitas a deformações em condições não drenadas. Posteriormente, esta idealização veio a ser corroborada. Na Fig. 2.27 é apresentada a linha de índice de vazios crítico com as tensões de confinamento na escala aritmética e logarítmica respetivamente.

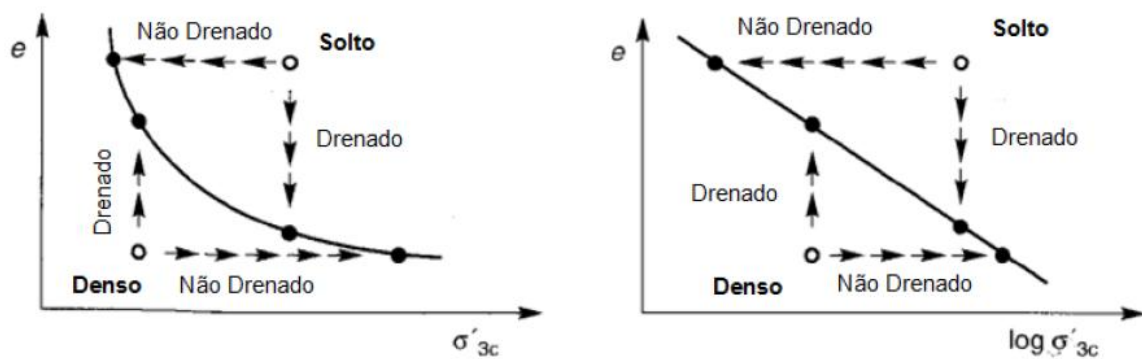


Fig. 2.27 Comportamento de areias densas e soltas sob carregamento monotónico em condições drenadas e não drenadas (Kramer, 1996).

Portanto, a Linha de Estados Críticos traduz o estado de tensão para o qual o solo tende a altas deformações, quer seja por alterações de volume em condições drenadas ou por alterações na tensão de confinamento em condições não drenadas.

Para além de definir a fronteira entre solos contrativos e dilatantes, a Linha de Estados Críticos, pode ser utilizada como um critério de suscetibilidade à liquefação. Solos saturados com índice de vazios altos o suficiente para se situarem acima da linha são considerados suscetíveis à liquefação, o caso contrário está associado aos solos que se situam abaixo da mesma (Fig. 2.28).

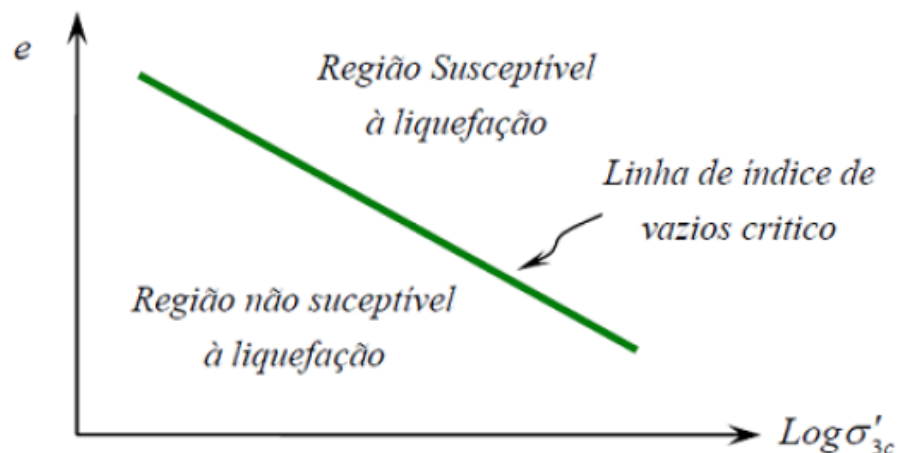


Fig. 2.28 Linha de índice de vazios crítico (Casagrande, 1936).

Seed e Lee (1967) definiram o estado crítico como a combinação do índice de vazios (após consolidação) e tensões de confinamento que não produzem qualquer alteração de volume no pico de rotura sob condições drenadas (Fig. 2.26). Em condições não drenadas, pela combinação do atual índice de vazios (o mesmo obtido após consolidação) e tensões de confinamento no pico de rotura seria considerado estado crítico.

A Linha de Estados Críticos (LEC) obtida segundo a definição de Seed e Lee (1967) é diferente da traçada para grandes deformações, especialmente, para índice de vazios mais baixos e elevadas tensões de confinamento. A intenção destes autores seria a de desenvolver um método que permitisse determinar a resistência ao corte não drenada das areias tendo por base o comportamento drenado.

É difícil de determinar o estado crítico, porque para além de erros associados à análise experimental, raramente a tensão e a variação de volume numa amostra tendem a permanecer constantes durante muito tempo.

A definição de Casagrande para o estado crítico para areias é utilizada na maior parte das análises técnicas sobre liquefação (adaptado de Yamamuro e Lade, 1998).

Em 1981, Poulos definiu o estado estável de deformação de uma qualquer massa de partículas ou simplesmente estado estável (em linguagem anglo-saxónica *steady state*) como sendo o estado em que a massa está em contínua deformação a volume constante, tensões efetivas constantes, tensão de corte constante e velocidade constante.

Para resumir as diferenças entre a definição de estado estável e estado crítico, existe um valor de velocidade, que Been e Jefferies (1991, 2006) assumiram ser tão pequena que os dois pontos se tornam idênticos. Assim, o estado estável e o estado crítico referem-se, fundamentalmente, à mesma condição (Been *et al.* 1991).

Esta posição tem sido refutada por alguns autores (e.g. Yamamuro e Lade, 1998), que defendem uma bifurcação entre a LEC e a Linha dos Estados Estáveis – LEE (na literatura anglo-saxónica *Steady State Line*, SSL) (Fig. 2.29).

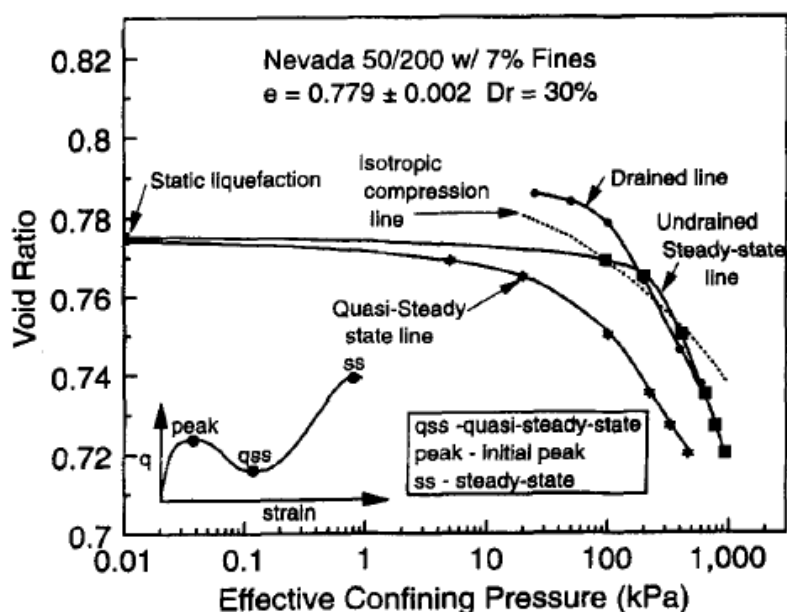


Fig. 2.29 Bifurcação da linha de estados críticos e da linha de estados estáveis (Yamamuro e Lade, 1998).

Tendo em conta o material analisado no âmbito do presente trabalho, não é pertinente estudar a *Quasi-State Line* – QSS. Assim, apenas se irão distinguir os dois estados: o crítico (LEC) e o estável (LEE).

2.5.1.2. Critério do Parâmetro de Estado

O comportamento de solos não coesivos depende da proximidade do seu estado inicial ao estado crítico, isto é, solos cujos estado inicial se situa à mesma distância da linha de Estados Críticos (LEC) devem exibir comportamento semelhante. Segundo a teoria do estado crítico, um solo para uma mesma compacidade, é tanto mais contráctil (isto é, tanto mais instável, caso as condições sejam não drenadas), quando maior a tensão de confinamento, uma vez que se encontra a uma distância maior (e do lado direito) da LEC.

Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado, ψ , definido pela expressão 2.5, que compara o valor do índice de vazios inicial e do estado estável ou crítico.

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (2.5)$$

Em que:

- ψ : é o parâmetro de estado;
- e_0 : é o índice de vazios do estado inicial (*in situ* é o estado de repouso e durante o ensaio triaxial corresponde ao fim do processo de saturação);
- e_{ss} : é o índice de vazios do estado estável (“*steady state*”) ou crítico.

A questão de identificação da referência do estado limite em carregamentos não drenados ou parcialmente não drenados é pertinente, sendo questionado por vários autores se deve ser feita em relação à Linha dos Estados Críticos, conceptualmente única em carregamentos drenados e não drenados (Been e Jefferies, 2006) ou à Linha de Estados Estáveis, que decorre de uma divergência não linear daquela (Carrera, 2008; Carrera *et al.* 2011; Bedin, 2009; Bedin *et al.* 2012). Na Fig. 2.30 apresenta-se uma adaptação deste conceito.

Quando o parâmetro de estado é positivo, o solo exibe um comportamento contráctil podendo ser suscetível à liquefação. Por outro lado, quando este valor é negativo, o comportamento do solo é expansivo, não sendo provável a ocorrência do fenómeno de liquefação monotónica, mas podendo apresentar suscetibilidade à liquefação cíclica.

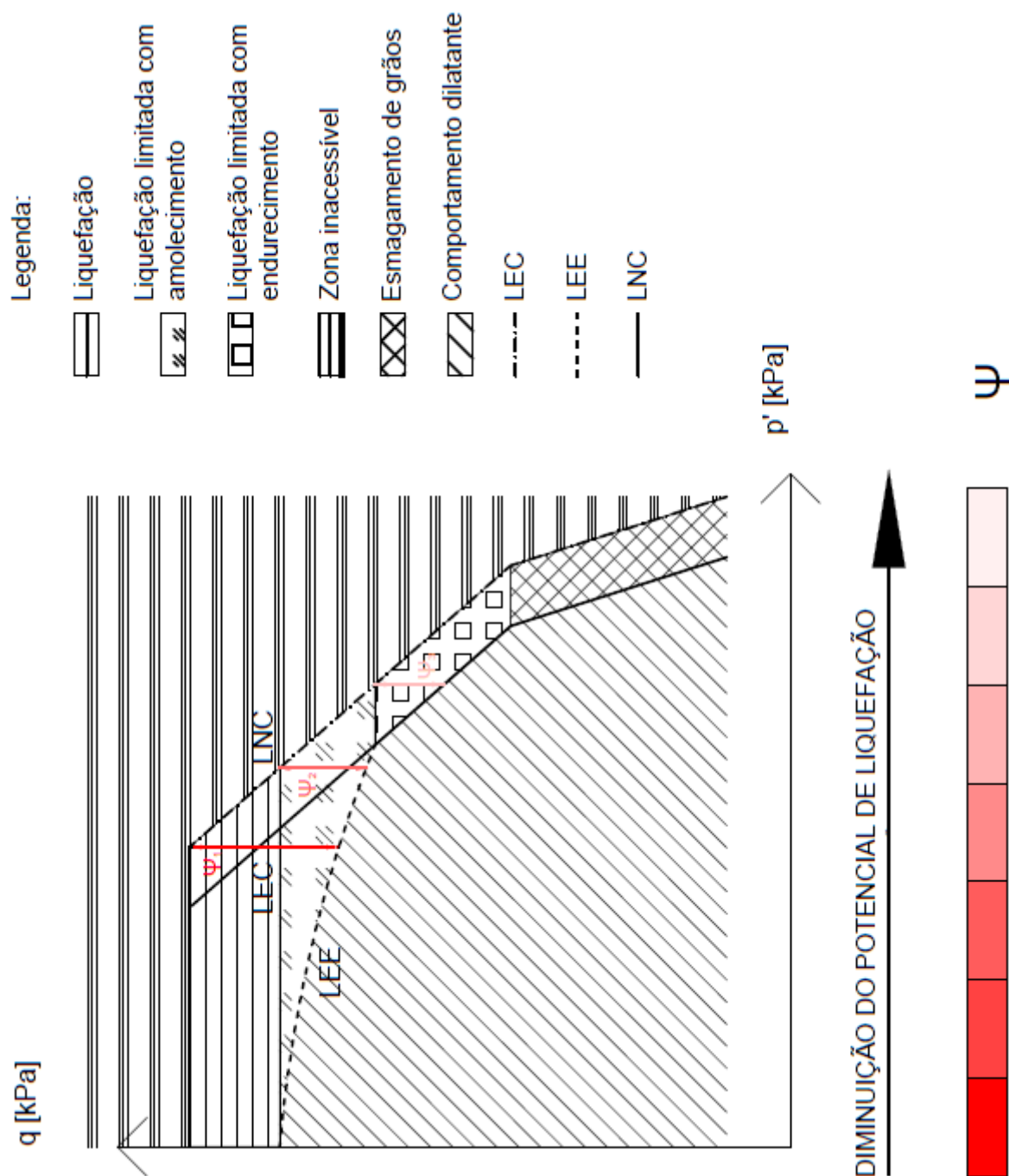


Fig. 2.30 Conceito de Parâmetro de Estado (marcação de 3 parâmetros de estado).

2.5.2. CORRELAÇÕES DO PARÂMETRO DE ESTADO

Em 1969, um estudo realizado por Castro, concluiu que também a deformação dos solos estaria relacionada com o fenômeno de liquefação. No seu programa de ensaios não drenados (Fig. 2.31), estáticos e cíclicos, em amostras de areia consolidadas isotropicamente e anisotropicamente, observou três tipos de curvas tensão-deformação para amostras consolidadas anisotropicamente.

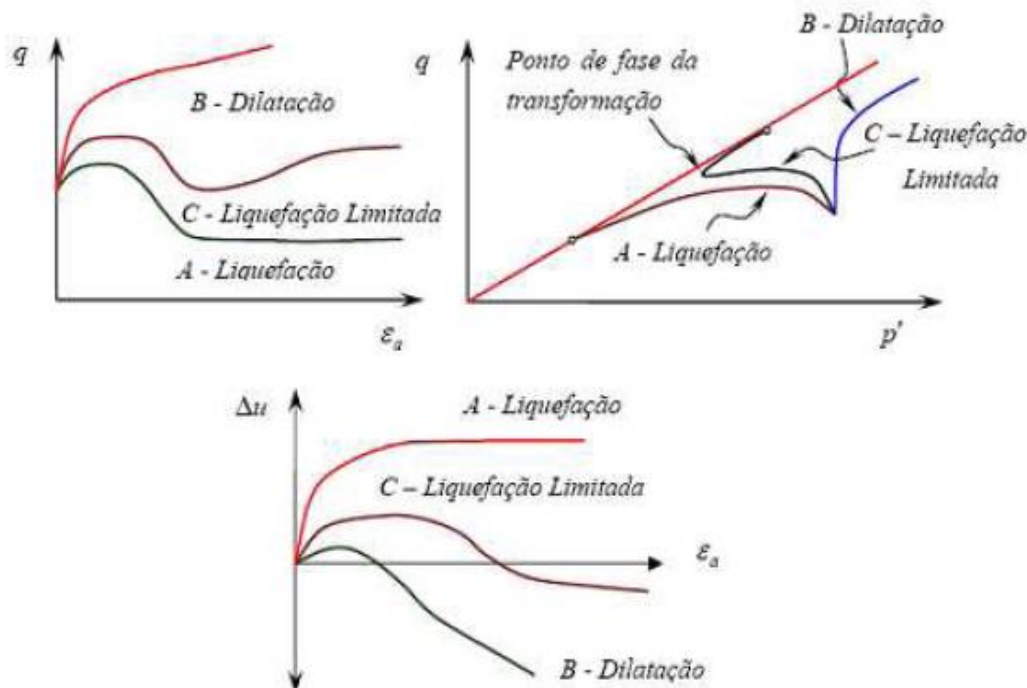


Fig. 2.31 Comportamento dos ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969) (adaptado de Bedin, 2009).

A amostra A refere-se a solos soltos que exibiram pico de resistência não drenada para pequenas deformações, colapsando rapidamente para fluir sob baixos valores de tensão de desvio e de confinamento. Solos densos, amostra B, apresentam inicialmente contração de volume seguido de uma expansão volumétrica onde as tensões efetivas aumentam, atingindo valores de resistência ao corte consideráveis. A amostra C corresponde a amostras com densidade relativa intermédia, e apresenta um comportamento inicial semelhante às amostras soltas. Isto é, exibem pico de resistência para baixas deformações e um rápido decréscimo da tensão de desvio com o aumento das deformações. Atingindo um determinado ponto esta tendência inverte-se, ou seja, o solo passa a manifestar um comportamento expansivo. Ishihara *et al.* (1975) denominou este ponto como ponto de transformação de fase (Kramer, 1996).

2.5.2.1. Resistência de pico normalizada – q_1

Segundo Schnaid *et al.* (2013), os ensaios realizados com amostras de resíduos de ouro demonstram de uma forma clara que a instabilidade por fluxo é função da correlação do estado dos solos, em vez de uma propriedade do material, como foi amplamente demonstrado por investigações anteriores utilizando areia (Jefferies e Been, 2006; Andrade, 2009).

Estimar a liquefação por fluxo em barragens de rejeitos a partir do parâmetro de estado *in situ* revela-se, portanto, bastante promissor. O parâmetro de estado *in situ* surge como um critério que permite avaliar o potencial de liquefação, em alternativa aos gráficos semi-empíricos baseados em casos históricos (Seed *et al.* 1984, Idriss e Boulanger, 2004).

Os resultados obtidos laboratorialmente por Schnaid *et al.* (2013) em amostras reconstituídas através da técnica de *moist tamping* indicaram que valores do parâmetro de estado inferiores a 0,1 representam condições estáveis, o início da instabilidade por fluxo ocorre para um ψ de aproximadamente 0,1 e a liquefação total ocorre para um valor de ψ de aproximadamente 0,3.

O método de avaliação do parâmetro de estado *in situ* é ainda, no entanto, um pouco dúbio. De facto, a medição *in situ* do peso volúmico e a recuperação de amostras indeformadas em solos não coesivos são processos dispendiosos e demorados, o que dificulta e torna pouco viável a previsão do parâmetro de estado. Tradicionalmente, em siltes e areias, as correlações com o ψ são estabelecidas através de ensaios de penetração como o SPT e o CPT, no entanto, estudos anteriores (Baldi *et al.* 1985; Jamiolkowski *et al.* 1985; Sladen 1989; Yu e Mitchell, 1998; Schnaid e Yu 2007) revelam que a resistência à penetração não é sensível ao efeito do tempo associado ao historial de tensão-deformação ou à cimentação estrutural causada por efeitos químicos secundários entre outros efeitos, conduzindo a previsões dispersas do parâmetro de estado.

Como demonstra a Fig. 2.32 é possível estimar o potencial de liquefação correlacionando parâmetro de estado com a resistência de pico normalizada q_{pico} , e ainda através da sua correlação, com a velocidade das ondas de corte normalizada V_{s1} e uma relação V_{s0}/q_{pico} . A resistência de pico - q_{pico} é normalizada através da tensão efetiva média inicial de acordo com a seguinte equação:

$$q_1 = \left(\frac{q_{pico}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{1/2} \quad (2.6)$$

Em que:

- q_{pico} : é a resistência de pico;
- P_a : é a pressão atmosférica (aproximadamente 100 kPa);
- σ'_{v0} : é a tensão efetiva média inicial.

A velocidade das ondas de corte (e, por conseguinte, a rigidez do solo) depende das características do meio onde se propagam, de interações de estado (índice de vazios, nível de tensão, entre outros) e dos efeitos do tempo devido ao historial de tensões e trajetórias de tensões (Hardin e Black, 1968; Hardin 1978; Lo Presti 1995; Tatsuoka *et al.* 1997). Para ter em conta os referidos efeitos, os valores de V_s foram expressos em função da tensão efetiva média inicial V_{s1} :

$$V_{s1} = \left(\frac{V_{s0}}{V_w} \right) \left(\frac{P_a}{P'_0} \right)^{1/4} \quad (2.7)$$

Em que:

- V_{s1} : é a velocidade das ondas de corte normalizadas;
- V_{s0} : é a velocidade das ondas de corte;

- P_a : é a pressão atmosférica (aproximadamente 100 kPa);
- V_w : é a velocidade das ondas P na água (tipicamente 1500 m/s).

Os valores normalizados q_1 e V_{s1} em função do ψ estão expressos na Fig.2.32. Tanto o q_1 como V_{s1} são valiosos meios para caracterizar os estados de transição do solo. Por exemplo, para $q_1 < 4$ e $V_{s1} < 0,07$ o solo é considerado instável.

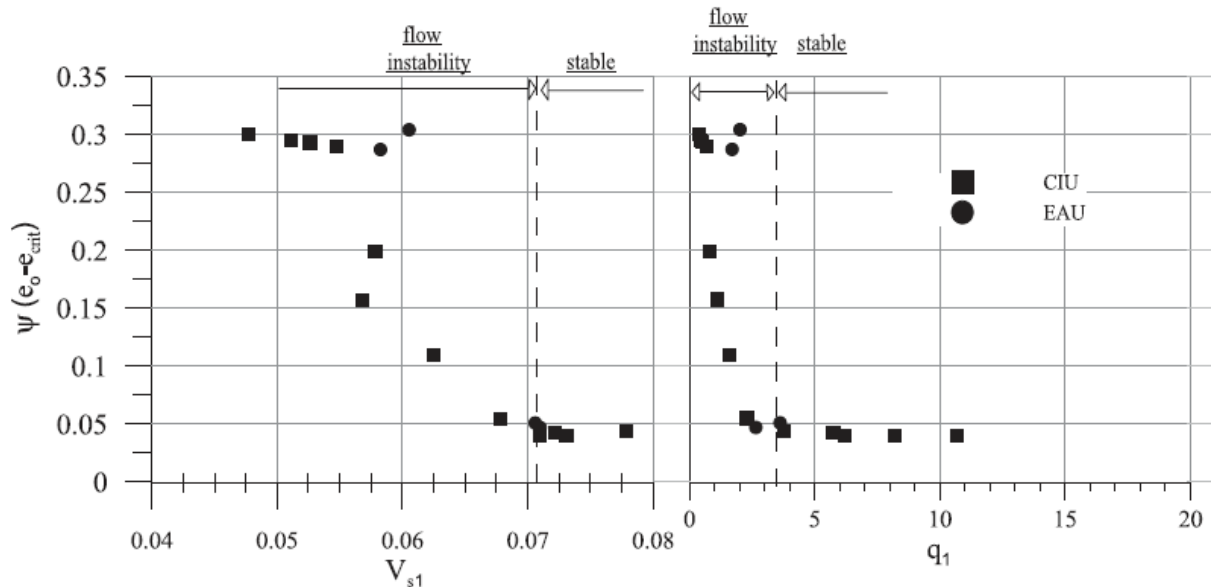


Fig. 2.32 Parâmetro de estado crítico expresso em função da resistência de pico normalizada (q_1) e da velocidade das ondas de corte normalizada (V_{s1}) (Schnaid *et al.* 2013).

Assim, baixos valores de q_1 e V_{s1} estão associados a potencial liquefação, embora a diferentes níveis de sensibilidade.

As relações entre o parâmetro de estado, o módulo de rigidez inicial ou dinâmico (G_0 derivado de V_s) e força, têm-se demonstrado bons meios de previsão do comportamento de transição dos rejeitos do ouro, permitindo identificar se a estrutura num determinado estado inicial é suscetível a liquefação estática.

Embora a ordem de grandeza dos valores do parâmetro de estado obtidos a partir dos ensaios realizados por Schnaid *et al.* (2013) seja semelhante à dos ensaios *in situ* relatados para depósitos não coesivos, a sua aplicação às condições de campo requer alguma atenção uma vez que os efeitos do tempo e cimentação não são incorporados. Ignorar esses efeitos, para além das limitações associadas às técnicas de reconstituir, pode subestimar a resistência (Schnaid 2005, Chang *et al.* 2011), no entanto para as condições descritas, a combinação da velocidade das ondas S e da resistência de pico demonstrou-se válida.

2.5.2.2. Índice de fragilidade – I_B

A resistência de pico e a resistência residual, s_f e s_r respetivamente, são mobilizadas durante o corte não drenado, em solos saturados e contrácteis.

A diferença entre a resistência de pico e a residual, que no presente estudo deve ser associado ao valor máximo (q_{pico}) e mínimo (q_{min}), respectivamente, de tensão de desvio, permite quantificar o potencial de liquefação por fluxo e/ou amolecimento de uma areia (Ishihara et al. 1990). Este pode ser normalizado relativamente à resistência residual definindo o índice de fragilidade dos solos em condições não drenadas (Brittleness index – I_B) por (Bishop 1967, 1971):

$$I_B = \frac{s_f - s_r}{s_r} = \frac{q_{pico} - q_{min}}{q_{min}} \quad (2.8)$$

Onde I_B varia entre 0 e 1. Quando o I_B é igual à unidade indica uma resistência mínima nula ou muito reduzida e uma elevada resposta contráctil, ou seja, corresponde a um material liquefeito, e um I_B de zero ocorre em solos dilatantes, consequentemente estáveis.

É possível relacionar o parâmetro de estado (ψ) com o I_B para avaliar o potencial de liquefação.

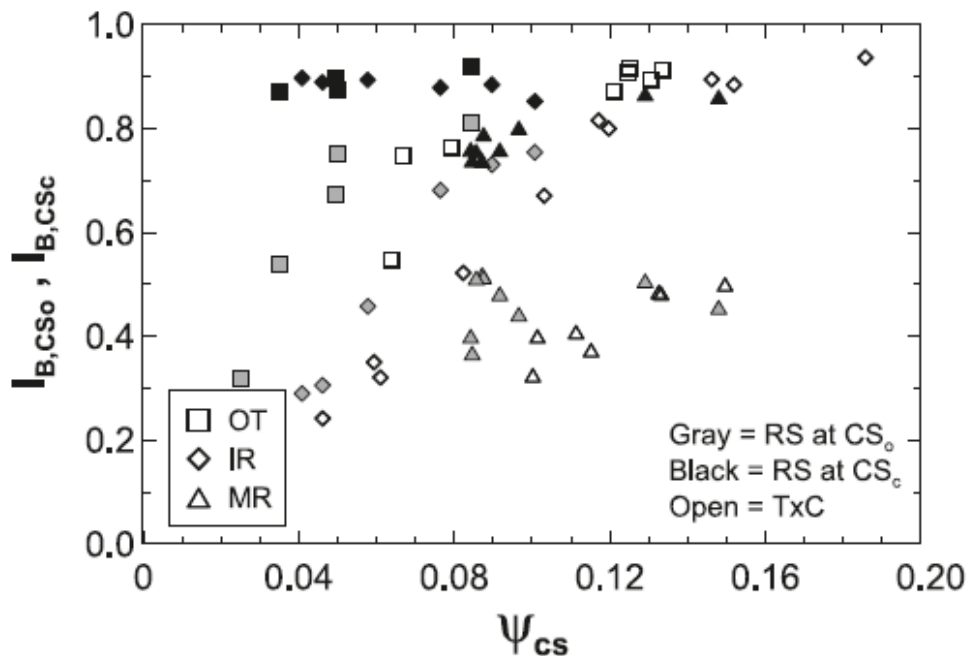


Fig. 2.33 Variação do I_B com o parâmetro de estado para três tipos de areias (Sadrekarimi e Olson, 2013).

O gráfico que correlaciona o I_B com o ψ (Fig. 2.33) apresenta dispersão de material para material. Por sua vez, Been e Jefferies (2006), visando a correção desse comportamento, tentaram normalizar o ψ utilizando o parâmetro λ , da LEC, que depende do material (Fig. 2.34).

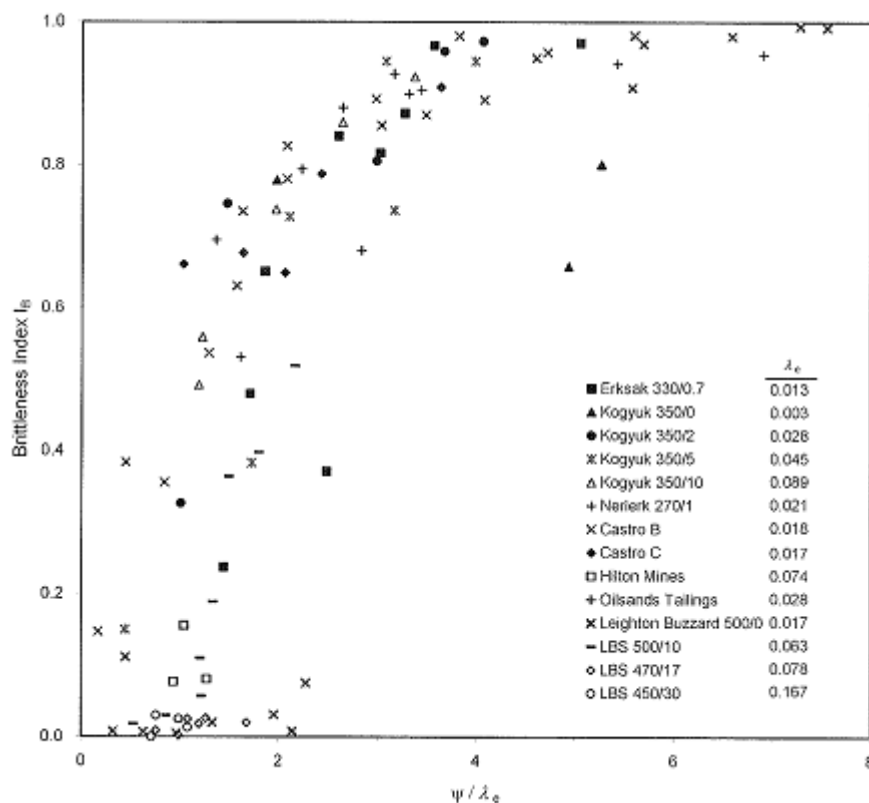


Fig. 2.34 Variação do I_B com o parâmetro de estado normalizado, em vários tipos de areias, utilizando o parâmetro λ (Been e Jefferies, 2006).

No presente estudo, a relação entre o índice de fragilidade e o parâmetro de estado não foi normalizada, uma vez que apenas foi avaliado o potencial de liquefação de um único material, a mistura.

2.6. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DE ONDAS SÍSMICAS

A avaliação da suscetibilidade à liquefação dos solos é um aspeto bastante relevante no que se refere à projeção de novas estruturas e ao reforço de outras pré-existentes em regiões sísmicas. No entanto, um estudo aprofundado para cada projeto não é economicamente viável. Pelo que a análise da situação do terreno deva ser realizada através de processos relativamente fáceis, rápidos e económicos, com especial foco em zonas muito favoráveis à ocorrência de sismos, uma vez que estes abalos são, em muitos casos, os principais desencadadores dos fenómenos de liquefação.

O método de avaliação mais utilizado foi proposto por Seed e Idriss (1971), que utilizando o número de pancadas do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT) desenvolveram uma correlação com o parâmetro de razão de ação cíclica (em linguagem anglo-saxónica *Cyclic Stress Ratio* – CSR) que representa o carregamento cíclico aplicado ao solo. A Fig. 2.35 representa uma das propostas que correlaciona o parâmetro $(N_1)_{60}$ – valor normalizado de resultados de ensaios SPT – e o CSR e CRR para uma magnitude sísmica de referência igual a 7,5 na escala de Richter ($M=7,5$).

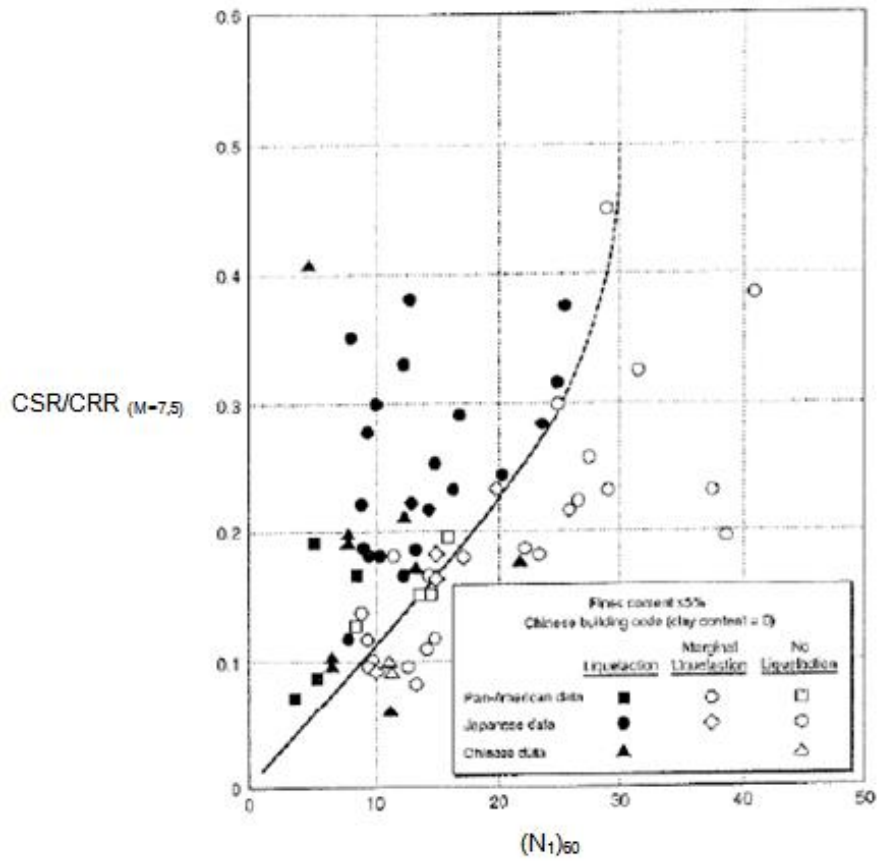


Fig. 2.35 Relação entre o valor $(N_1)_{60}$ e CSR/CRR para sismos com uma magnitude de 7,5 na escala de Richter (Seed *et al.*, 1975, adaptado de Kramer, 1996).

O referido parâmetro, $CSR_{in situ}$, pode ser definido através da expressão:

$$CSR_{in situ} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \left(\frac{a_{máx}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (2.9)$$

Em que:

- τ_{av} : é a tensão média de corte, assumida como 65% da tensão de corte máxima;
- $a_{máx}$: é a aceleração horizontal máxima da superfície do solo;
- g : é a aceleração da gravidade;
- σ'_{v0} : é a tensão efetiva vertical;
- σ_{v0} : é a tensão total vertical;
- r_d : é o coeficiente de redução das tensões de corte tendo em conta a flexibilidade do solo.

Os valores de r_d são estimados a partir da Fig. 2.36 proposta por Seed e Idriss (1971) ou através das equações propostas por Goleosorkhi (1989) que se apresentam de seguida:

$$\begin{aligned}
 r_d &= 1,0 - 0,00765 \, z, \text{ para } z < 9,15 \, \text{m} \\
 r_d &= 1,174 - 0,0276 \, z, \text{ para } 9,15 \leq z \leq 23 \, \text{m} \\
 r_d &= 0,744 - 0,008 \, z, \text{ para } 23 \leq z \leq 30 \, \text{m} \\
 r_d &= 0,5, \text{ para } z > 30 \, \text{m}
 \end{aligned}
 \tag{2.10}$$

Com z : profundidade em metros.

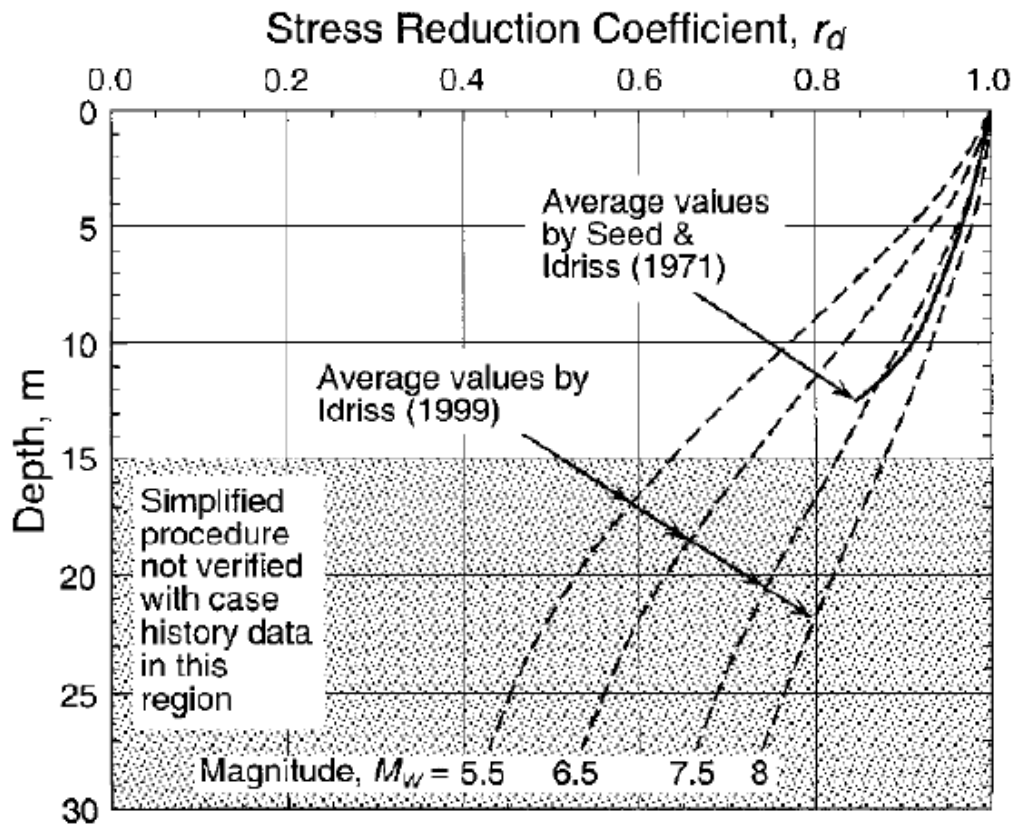


Fig. 2.36 Coeficiente de redução tendo em conta a flexibilidade do solo (Andrus e Stokoe, 2000).

As curvas de carga cíclica são geralmente normalizadas a partir da pressão efetiva inicial, de forma a determinar a razão das tensões cíclicas (CSR). Este valor, determinado laboratorialmente, varia consoante o tipo de ensaio. Para o ensaio de corte cíclico simples, o valor de CSR, tal como apresentado anteriormente, é determinado pela razão entre a tensão de corte cíclica, τ_a , e a tensão efetiva vertical de repouso, σ'_{v0} . Para o ensaio triaxial cíclico, o parâmetro de razão de ação cíclica é determinado pela razão entre a metade da tensão de desvio cíclica, $\sigma'_d/2$, que é mantida constante durante a ação vertical e a tensão efetiva média de confinamento, σ'_m .

$$CSR_{tx} = \frac{\sigma'_d}{2\sigma'_m}
 \tag{2.11}$$

A tensão de desvio cíclica é dada pela expressão 2.12.

$$\Delta\sigma'_d = \frac{\Delta F}{A} \quad (2.12)$$

Em que:

- ΔF : é a diferença entre a força máxima e a força mínima aplicada à amostra em carregamento cíclico;
- A : é área da amostra.

Tanto as cargas como as respectivas tensões cíclicas são diferentes para os diversos tipos de ensaios, daí que seja necessário recorrer à relação da expressão 2.13, para os testes de liquefação (Kramer, 1996).

$$CRR_{ss} = c_r \times CRR_{tx} \quad (2.13)$$

Em que:

- CRR_{ss} : é a resistência à liquefação no ensaio de corte simples cíclico;
- CRR_{tx} : é a resistência à liquefação no ensaio de corte triaxial cíclico;
- c_r : é o fator corretivo que depende do coeficiente de impulso em repouso.

Na equação anterior, c_r é um fator corretivo dos valores de CRR, tendo em conta que o ensaio triaxial é menos adaptado ao estudo da liquefação do que o ensaio de corte simples. Na tabela seguinte, apresentam-se as diversas sugestões propostas por diferentes autores para este fator.

Quadro 2.1 Valores do fator corretivo c_r .

Autores	Equação	c_r para:	
		$K_0=0,5$	$K_0=1,0$
Finn <i>et al.</i> (1971)	$c_r=(1+K_0)/2$	0,75	1,00
Seed e Peacock (1971)	$c_r=(1+2K_0)/3$	0,67	1,00
Castro (19735	$c_r=2(1+2K_0)/3\sqrt{3}$	0,77	1,15

Os sismos provocam tensões de corte em diversas direções, pelo que não é fácil simulá-los experimentalmente. Assim, Pyke *et al.* (1975), conclui que as ações sísmicas multidirecionais provocam um aumento de pressões neutras mais rápido do que as ações sísmicas unidirecionais. Na sequência, Seed *et al.* (1975) sugeriu que o valor da razão de ação sísmica necessário para provocar liquefação em campo é aproximadamente 10% inferior que a necessária em carregamentos cíclicos unidirecionais, como são os carregamentos em ensaios triaxiais. Surge, assim, a expressão 2.14 que relaciona a resistência à liquefação de um solo no campo e em laboratório.

$$CRR_{in situ} = 0,90 \times CRR_{SS} = 0,90 \times CRR_{tx} \times c_r \quad (2.14)$$

O método descrito é aceite pela regulamentação europeia, nomeadamente pelo Eurocódigo 8, ENV 1998-5, admitindo que o corte cíclico é realizado com amplitude constante.

Como alternativa ao método publicado por Seed e Idriss, Andrus e Stokoe (1997, 2000), desenvolveram um critério de avaliação da resistência à liquefação baseado na medição *in situ* da velocidade das ondas de corte, V_s . De facto, a utilização da velocidade de propagação das ondas S, revela-se uma promissora alternativa ou complemento dos métodos baseados nos ensaios de penetração, uma vez que, em alguns solos, a realização destes últimos nem sempre cumpre as normas ao nível energético e são difíceis de ser executados ou não são representativos. Por outro lado, a medição da velocidade das ondas transversais é quase sempre realizável e não depende do método e condições do terreno. Tanto a velocidade de ondas de corte como o índice de resistência do solo à liquefação são influenciados pelos mesmos fatores, nomeadamente, estado de tensão, índice de vazios, historial de tensões e idade geológica.

No entanto, alguns autores apontaram três limitações a este método. A primeira refere-se ao facto da velocidade das ondas sísmicas estar associada a deformações de pequena dimensão, enquanto que o fenómeno de liquefação está relacionado com elevadas deformações. Uma outra desvantagem, menciona a limitação dos ensaios sísmicos no que diz respeito ao fornecimento de amostras para classificação de solos e à identificação de solos moles, ricos em argila, que não apresentam potencial de liquefação. A última limitação, refere que caso o intervalo entre medições da velocidade de ondas S, seja elevado, pode não ser possível detetar estratos de pequena possança (Fonseca, 2009).

No entanto, muitos autores consideram que as reservas apontadas podem ser relativizadas e defendem que a classificação baseada na velocidade das ondas sísmicas se encontra atualmente na vanguarda (Stokoe, 2004).

A velocidade de propagação das ondas sísmicas pode ser obtida através de vários ensaios sísmicos como o ensaio de *cross hole*, *downhole*, SCPT, entre outros.

Robertson *et al.* (1992) propôs a normalização da velocidade das ondas de corte, V_s através da seguinte expressão.

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} \quad (2.15)$$

Em que:

- V_{s1} : é a velocidade das ondas de corte normalizadas;
- V_s : é a velocidade das ondas de corte;
- P_a : é a pressão atmosférica (aproximadamente 100 kPa);
- σ'_{v0} : é a tensão efetiva vertical inicial (admitindo $K_0=0,5$).

De forma análoga ao CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) expresso nas equações 2.13 e 2.14, foi também sugerido um valor limite de estabilidade. Esta razão é definida por Andrus e Stokoe (1997) pela expressão 2.16.

$$CRR = \left\{ a \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} \right) \right\} MSF \quad (2.16)$$

Em que:

- V_{S1}^* : é o limite superior da V_{S1} para a qual deixa de ocorrer liquefação;
- a e b: são parâmetros de ajuste da curva, que dependem das características do solo;
- MSF: é o fator de escala para ter em consideração a magnitude do sismo.

O fator de escala a para ter em consideração a magnitude do sismo é dado pela figura que se segue.

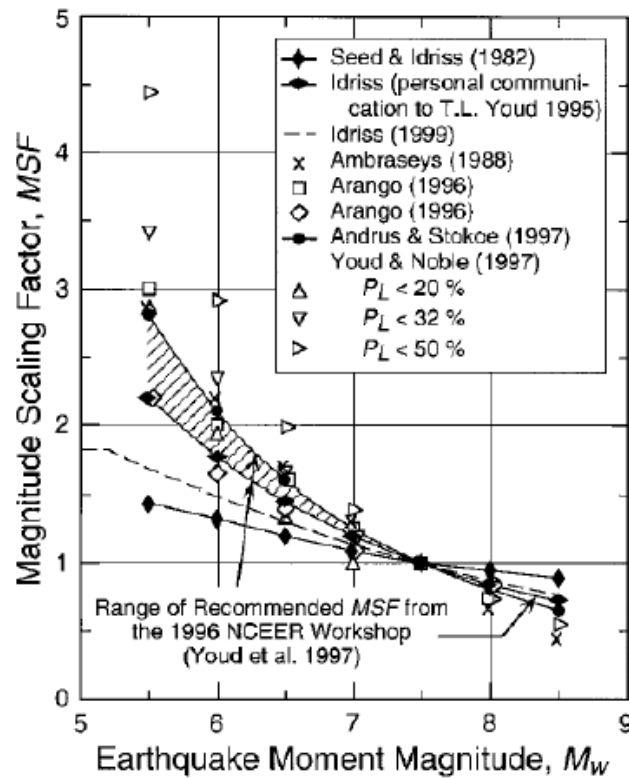


Fig. 2.37 MSF em função da magnitude do sismo (Youd *et al.*, 1997).

As curvas propostas por diversos autores que correlacionam a razão de resistência cíclica (CRR) com o V_{S1} , sendo variáveis as condições iniciais admitidas encontram-se representadas na Fig. 2.38. Os dados que possibilitaram o traçado das curvas foram obtidos a partir de 20 sismos diferentes e em mais de 50 locais de medição.

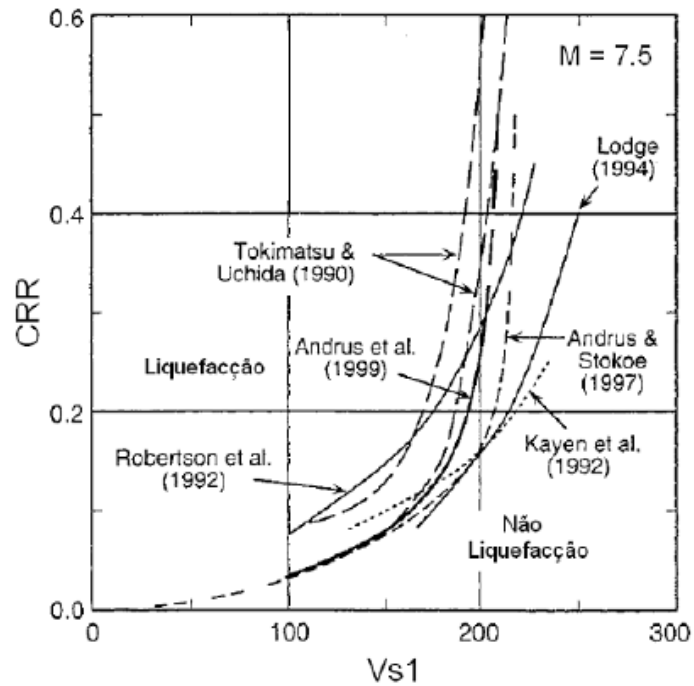


Fig. 2.38 Linhas de relação entre CRR e V_{s1} (Andrus e Stokoe, 1997, Yout *et al.*, 2000).

Andrus e Stokoe (2000) reajustaram esta curva baseando-se em novas informações e a um acréscimo de resultados, passando a analisar 26 sismos e mais de 70 locais de medição. No seguimento desta análise, apresentaram uma nova proposta para sismos de magnitude 7,5 na escala de Richter em terrenos do Holocénico com diferentes percentagens de finos.

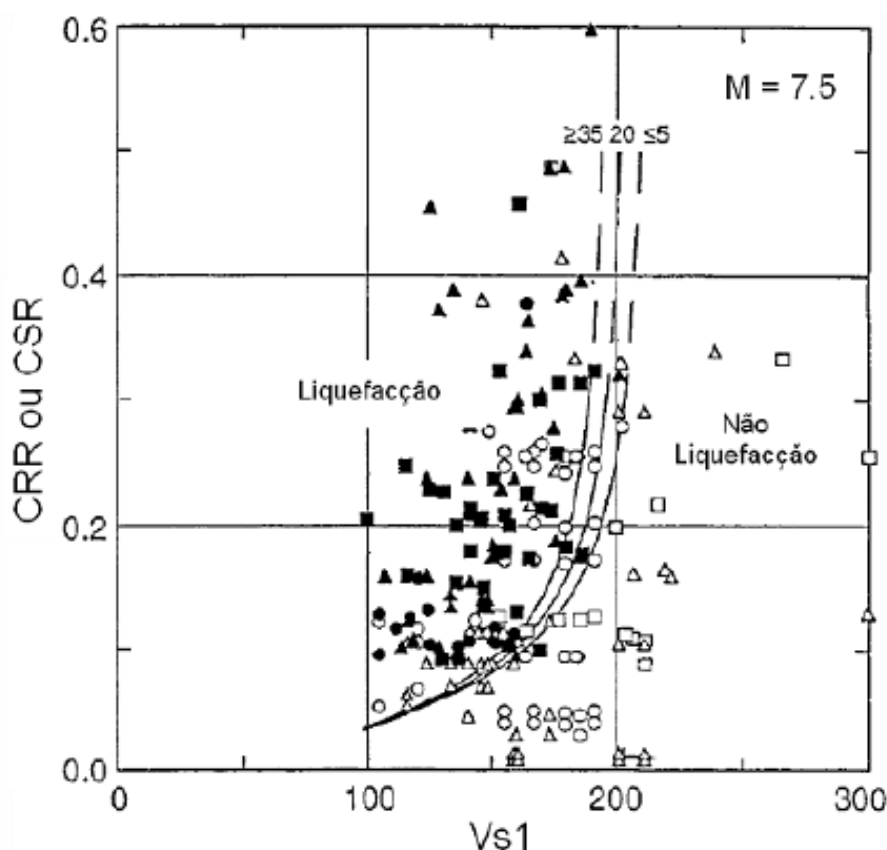


Fig. 2.39 Relação entre V_{s1} e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000).

As três curvas representadas na Fig. 2.39 foram determinadas utilizando um processo iterativo, onde se fizeram variar os parâmetros a e b da expressão 2.16, de forma a localizar, simultaneamente, o maior número de pontos em que se verificou liquefação e o menor número de pontos em que o fenómeno não foi verificado, na região correspondente à ocorrência de liquefação. Os valores finais dos parâmetros a e b usados para a obtenção destas curvas foram de 0,02 e 2,8, respetivamente (Youd *et al.*, 2000).

Na presente dissertação desenvolvida em ambiente laboratorial, o estudo da velocidade de propagação das ondas foi dirigido, apenas, para dois tipos de ondas: as P e as S. Nas diversas fases dos ensaios triaxiais realizados em câmaras adaptadas com *bender/extender elements*, foram registados os valores dos dois tipos de ondas mencionados. Se por um lado a medição da velocidade das ondas P permite averiguar o grau de saturação das amostras, a medição das ondas S permite avaliar o potencial de liquefação do solo.

Para obter o valor da velocidade de propagação das ondas sísmicas, foi primeiro induzido um sinal sísmico na base do provete. Este sinal de formato sinusoidal, propaga-se ao longo do provete e a sua chegada é posteriormente registada por um recetor instalado no topo do provete. Sabendo o tempo de propagação das ondas P e S, é possível determinar as respetivas velocidades. A medição da velocidade das ondas P e S foi realizada através do método de chegada da primeira onda, uma vez que as ondas são consideradas não dispersivas, isto é, independentes da frequência de emissão.

$$V_{S,P} = \frac{d}{\Delta t} \quad (2.17)$$

Na expressão 2.17, d representa a altura útil do provete e Δt o intervalo temporal entre a emissão e a primeira chegada da onda de resposta.

A altura H (Fig. 2.40) da amostra varia com o decorrer do ensaio. No entanto, conhecendo a altura na fase de montagem e utilizando a instrumentação interna instalada, é possível determinar a variação da altura. Assim, subtraindo-se à altura total H do provete o comprimento de inserção dos *bender/extender elements*, é possível calcular a distância d percorrida pelas ondas.

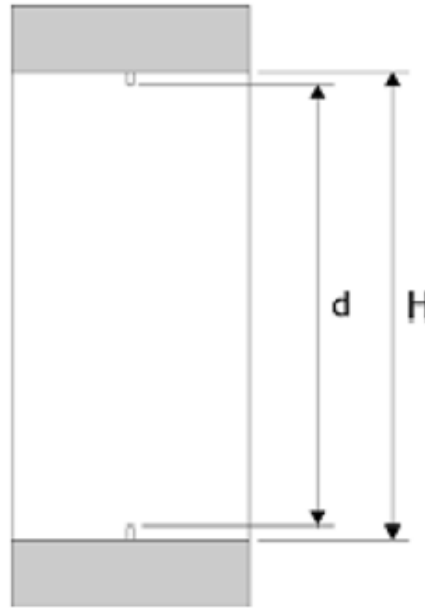


Fig. 2.40 Definição da distância percorrida pelas ondas num provete (adaptado de Ferreira, 2003).

2.6.1. ONDAS P

No decorrer dos ensaios triaxiais, foram realizadas leituras dos tempos de propagação das ondas de compressão e o respetivo registo com diferentes valores de frequências de onda, nomeadamente, 50, 75 e 100 kHz.

O tratamento dos dados obtidos a partir da leitura das ondas, permite retirar conclusões acerca do estado dos solos, sendo uma delas o nível de saturação do mesmo. Tendo em conta que as ondas de compressão se transmitem nos fluidos e admitindo que o valor da velocidade de propagação destas na água é de, aproximadamente, 1500 m/s, é de esperar um valor semelhante a este no final da fase de saturação.

A velocidade das ondas P e o parâmetro B de Skempton, podem ser relacionados utilizando a expressão 2.18, proposta por Ishiara *et al.* (2001) e Yang (2002).

$$V_P = \left[\frac{\frac{4G_0}{3} + \frac{K_b}{1-B}}{\rho} \right]^{1/2} \quad (2.18)$$

Em que:

- G_0 : é o módulo de distorção do solo;
- K_b : é o módulo volumétrico do esqueleto sólido definido pela expressão 2.19;
- B : é o parâmetro de Skempton;
- ρ : é a massa volúmica do solo.

$$K_b = \frac{2G_0 \times (1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.19)$$

Ishiara *et al.* (2001) e Yang (2002) comprovaram a aplicabilidade da utilização da velocidade das ondas P ao nível da caracterização dos solos. A polivalência que prevalece nesta metodologia, torna vantajosa a sua aplicação, contrariamente ao parâmetro B de Skempton, por exemplo, que só pode ser determinado em laboratório e em condições dos ensaios triaxiais. Uma outra razão determinante na crescente potenciação deste método, reside no facto de, em solos estruturados, ser muito difícil atingir valores elevados de B dada a forte coação de compressibilidades da matriz sólida, necessária para que haja resposta de pressão intersticial, que é a base de derivação do valor B .

No caso das velocidades das ondas de compressão, estas podem ser determinadas em câmaras de calibração ou em modelos físicos como os utilizados em centrifugadoras ou em maciços *in situ* (adaptado de Ferreira, 2003).

Em ambiente laboratorial, o tempo decorrido entre a emissão do sinal da onda e a chegada desta ao outro extremo da amostra foi determinado através da utilização do software *WaveStar*®. A Fig. 2.41 representa um exemplo de registo de tempo deste tipo de ondas usando o referido software.

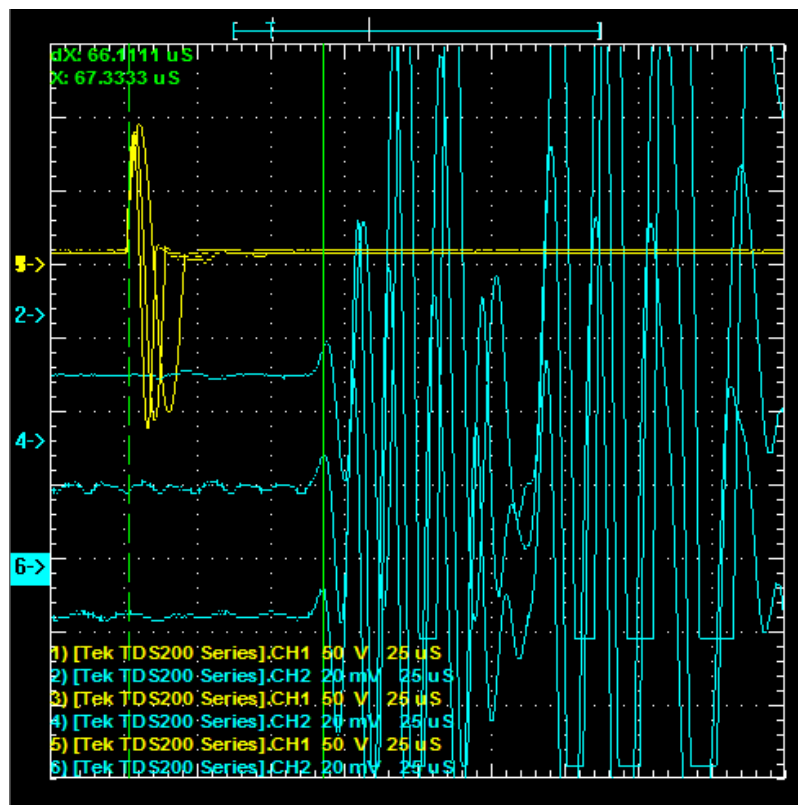


Fig. 2.41 Exemplo de registo de tempo de chegada de ondas P em WaveStar.

2.6.2. ONDAS S

A leitura dos tempos de propagação das ondas S e o respetivo registo, foi realizado de forma semelhante às ondas P, isto é, foi utilizada a mesma metodologia e equipamentos, variando apenas as frequências das ondas emitidas, sendo estas de 4, 6 e 8 kHz.

Ao conhecer os tempos de propagação das ondas S e, consequentemente, as respetivas velocidades de propagação, é possível determinar certas características dos materiais como o módulo de distorção. No entanto, este parâmetro é de difícil quantificação devido aos diversos fatores que o influenciam, como é o caso das características granulométricas e mineralógicas dependentes do efeito do tempo (*ageing*) e da cimentação estrutural que poderá, ou não, ter previamente ocorrido.

Barros (1997) identificou os parâmetros que mais influenciam as velocidades de propagação das ondas de corte, tendo concluído que, a tensão efetiva principal induzida na direção de propagação da onda, a tensão efetiva principal presente na direção de vibração da partícula ou direção de polarização, o grau de saturação, o grau de cimentação e o índice de vazios são fatores determinantes no comportamento deste tipo de ondas nos diferentes materiais.

No presente estudo realizado em laboratório, a propagação das ondas foi produzida longitudinalmente ao longo do provete na direção vertical, pelo que o módulo de distorção depende essencialmente das tensões efetivas em particular horizontal e vertical, do índice de vazios, sendo os restantes parâmetros de menor relevância.

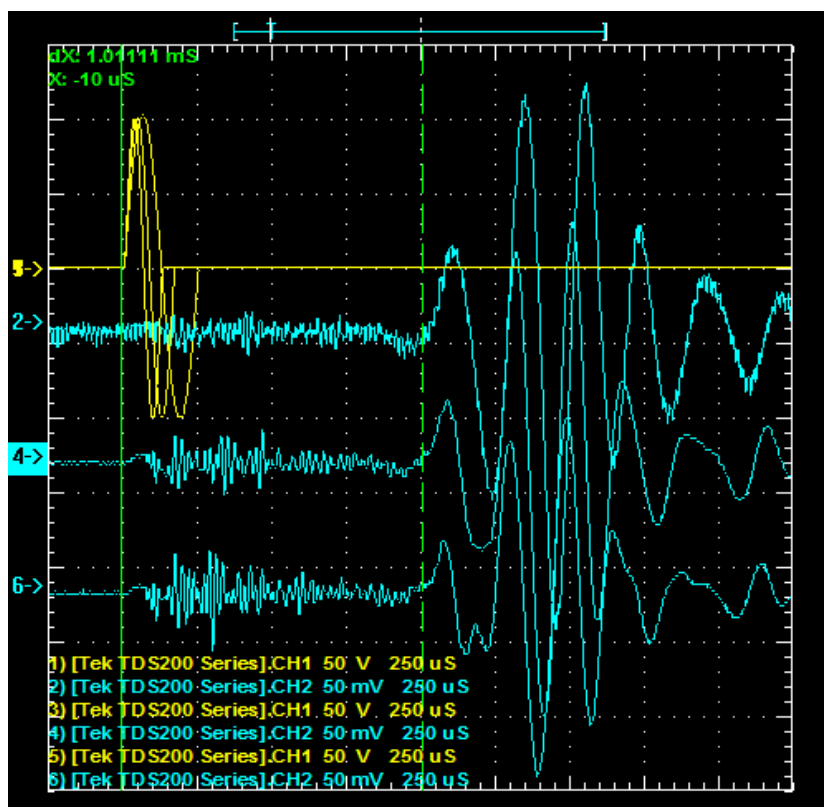


Fig. 2.42 Exemplo de registo de tempo de chegada de ondas S em WaveStar.

3

CASO DE ESTUDO

3.1. DESCRIÇÃO DO CASO

A indústria mineira é um dos setores com maior relevância para a economia de certos países, pois, além de gerar riqueza, promove o emprego e o desenvolvimento de novas tecnologias que se traduz numa melhor qualidade de vida. As atividades subsequentes da exploração mineira podem ser consideradas como grandes impulsionadoras da formação e progresso das regiões onde se inserem. A indústria mineira é transversal aos outros setores de atividade económica, tendo notáveis influências no setor primário (pesquisa mineral), secundário (transformação mineral: metalurgia, siderurgia, química, etc.) e terciário (mercado). No entanto, esta indústria é também responsável por grandes impactos sobre o meio ambiente. Assim, e devido à crescente consciência ecológica, surge a necessidade de desenvolver e implementar soluções para a preservação e proteção ambiental.

O presente estudo enquadra-se numa investigação mais alargada sobre os resíduos de mineração obtidos no Brasil, onde esta indústria apresenta números significativos a nível mundial.

Em 1888, Karl Josef Bayer desenvolveu e patenteou o processo de extração mais utilizado hoje em dia, este é internacionalmente conhecido como “Processo Bayer” e pode ser esquematizado conforme a Fig. 3.1 (Bedin 2009):

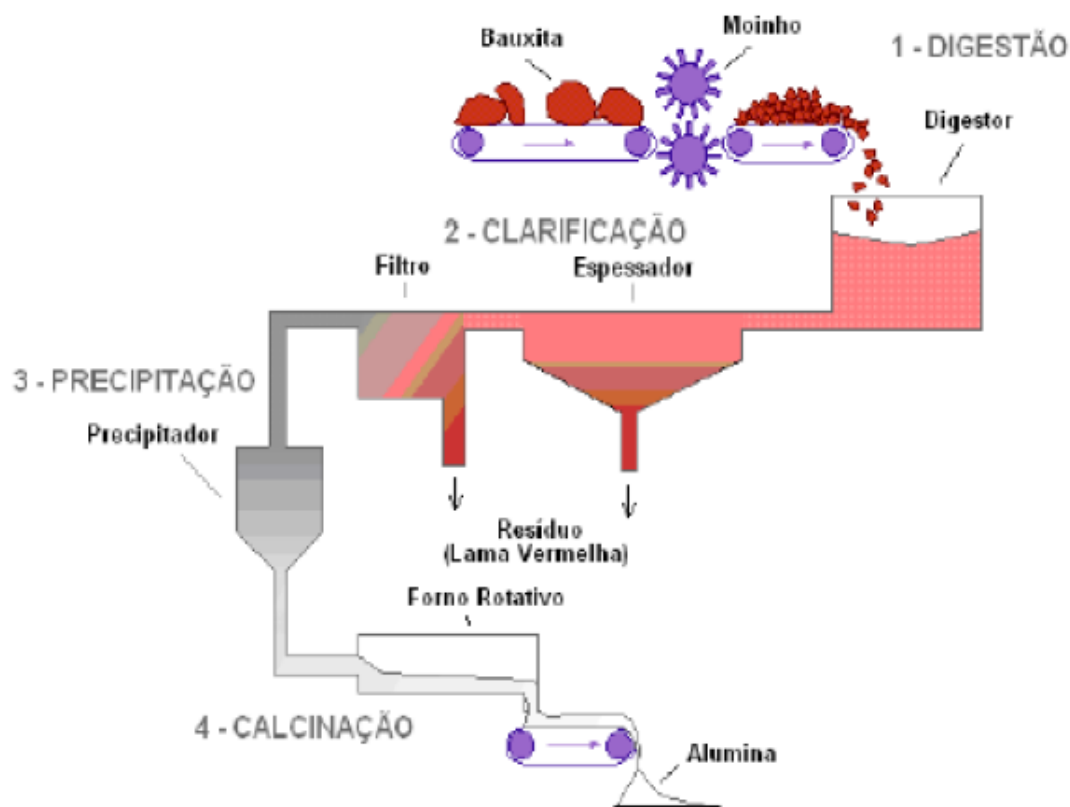


Fig. 3.1 Esquema do processo de Bayer (Bedin, 2009).

O processo é utilizado para o refinamento da bauxita (é assim denominada devido à primeira extração comercial ter ocorrido em Les Baux, França). E inicia-se pelo processo de moagem seguido pela digestão na qual o material é misturado com uma solução cáustica de hidróxido de sódio (NaOH) a uma determinada temperatura e pressão de acordo com as propriedades da bauxita. A etapa seguinte é uma das mais importantes do processo, denomina-se por clarificação e consiste na separação das componentes sólidas (insolúveis) das líquidas. Em seguida, ocorre a etapa de precipitação, onde a componente líquida é arrefecida e, posteriormente, lavada para remover todas as impurezas tendo como produto final a alumina.

O resíduo insolúvel formado durante a clarificação, chamado genericamente de lama vermelha (granulometria fina), areia vermelha (granulometria arenosa), ou resíduo bauxita que é composto por óxidos insolúveis de ferro, quartzo, aluminossilicatos de sódio, carbonatos e aluminatos de cálcio e dióxido de titânio. Estes resíduos são dispostos em barragens de contenção projetadas especialmente para este fim (adaptado de Bedin, 2009).



Fig. 3.2 Reservatório de lama vermelha na ilha de São Luís – Maranhão, Brasil (Bedin, 2009).

Historicamente, algumas roturas ocorridas em barragens, onde os resíduos provenientes da indústria mineira são depositados podem ser atribuídas ao fenómeno da liquefação, provocando tanto pela ação de carregamentos dinâmicos como estáticos.

Segundo Tibana (1997), os acidentes ocorridos nas barragens de resíduos das minas de Fernandinho (Parra e Pereira, 1987) e do Pico de São Luiz (Parra e Ramos, 1987) no Brasil, são exemplos que sugerem como causa de rotura a liquefação por fluxo (Fig. 3.2).

Estas barragens são construídas com o próprio resíduo sem qualquer tipo de compactação do material e, posteriormente enchidas sem que haja algum tratamento prévio do mesmo. Foram realizados alguns estudos com o objetivo de definir as causas das roturas, porém não indicaram uma explicação concreta. No entanto, nos casos citados, é apontada como causa mais provável a liquefação do material quer do corpo da barragem quer do que se encontrava depositado no lago. A rotura seguida de liquefação deve-se, geralmente, à inexistência de um sistema de drenagem interno eficiente, o que resulta num elevado grau de saturação de parte do maciço; ao método de construção do aterro sem qualquer tipo de compactação do material o que confere a este um estado solto associado à granulometria do mesmo compreendida na faixa de areia fina siltosa.

A rotura seguida de liquefação, neste tipo de barragens, ocorre em poucas horas e verifica-se uma grande destruição nas suas imediações.

A Fig. 3.3 demonstra a intensidade deste fenómeno na barragem de Merriespruit, África do Sul.



Fig. 3.3 Rotura por liquefação na barragem de Merriespruit, África do Sul, Fevereiro de 1994 (Bedin, 2009).

3.2. EFEITO DOS FINOS NO ÍNDICE DE VAZIOS NAS MISTURAS ARENO-SILTOSAS

A liquefação estática encontra-se associada à relativamente reduzida condutividade hidráulica das areias finas e dos siltes, que aliada a carregamentos não drenados, ou mais genericamente ao decréscimo da tensão média efetiva, conduz à instabilidade do solo. A estabilidade deste tipo de materiais depende de fatores como a compressibilidade, a condutividade hidráulica e a linha de instabilidade (adaptado de Lade e Yamamuro, 2009). Para além destes fatores, é de salientar que o mecanismo responsável pelo desenrolar deste fenómeno toma um papel de especial interesse no estudo do fenómeno.

A liquefação está associada a reduzidas tensões de confinamento devido, sobretudo, ao espaço não ocupado entre os grãos maiores. Estes são mantidos ligeiramente afastados por partículas menores de silte junto aos pontos de contacto. Segundo Lade e Yamamuro (1998), a aplicação de uma tensão de corte numa estrutura tão frágil, irá obrigar a uma arrumação destas partículas para os vazios, originando um colapso associado a uma grande deformação volumétrica de contração (Fig. 3.4).

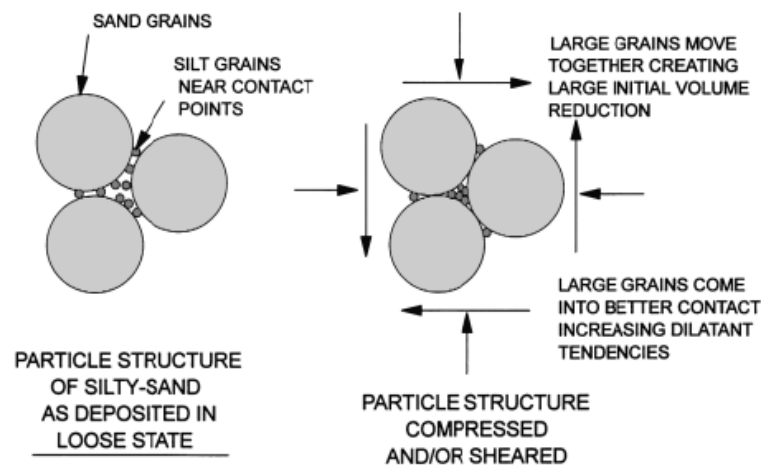


Fig. 3.4 Diagrama esquemático da suposta estrutura entra as partículas que desencadeia o comportamento não convencional: a) estrutura fofa e instável das partículas apos a deposição a baixa energia; b) apos a aplicação da tensão de corte, as partículas de silte movem-se para os espaços vazios, criando um colapso inicial volumétrico para uma configuração mais estável (adaptado de Lade e Yamamuro, 1998, Soares 2014).

Estudo realizados pelos mesmos autores tornaram evidente que a suscetibilidade do material à liquefação estática podia ser identificada pelo ábaco 3-D que relaciona, simultaneamente, o índice de vazios, a % de finos e a compressibilidade volumétrica (Fig. 3.5).

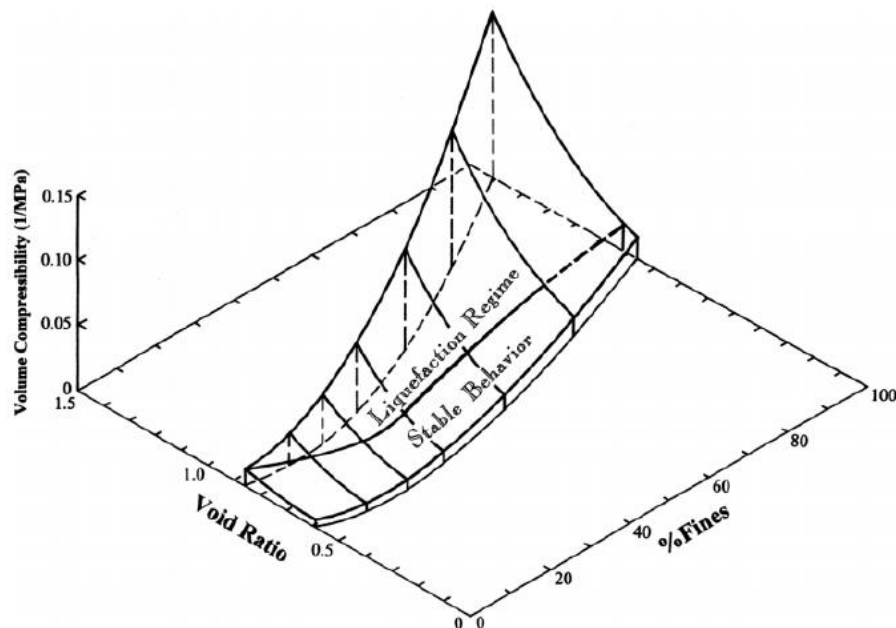


Fig. 3.5 Diagrama 3-D da liquefação estática relacionada com a compressibilidade volumétrica sob influência do índice de vazios e da % de finos para a areia fina de Ottawa e os finos de Loch Raven (adaptado de Lade e Yamamuro, 1998).

Poulos *et al.* (1985) demonstraram que a inclinação da Linha de Estados Críticos (LEC) era afetada pela graduação do solo e pela angularidade dos grãos, concluindo que as areias mais angulosas aumentavam a inclinação da LEC. Relativamente à influência do conteúdo em finos, Zlavotic, Ishihara

(1995), Naeini e Baziar (2004) (citado por Yang, 2006), demonstraram que a LEC desce no espaço $e-p'$ até a percentagem de finos atingir, aproximadamente, 30-40%, e que sofre uma translação vertical ascendente até o conteúdo em finos igualar os 100%, contrariando a proposta de Been e Jefferies (1985) que considerava que a CSL (*critical state line*) se movia no sentido do ponteiro dos relógios com o aumento do conteúdo em finos. Esta alteração do comportamento do solo resulta do facto da resistência da mistura silto-arenosa até um conteúdo em finos de 30-40% ser dominada pela areia, e passar a ser dominada pela componente constituída pelos siltes quando o conteúdo de finos é superior ao de finos de transacional.

3.3. MATERIAL

No âmbito do estudo da avaliação do potencial de liquefação deu-se continuidade à análise de três materiais, o silte, a areia de Osório e a mistura, estudados anteriormente por Bedin (2009) e Soares (2014).

O silte é um material inerte produzido no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geo-ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) no Brasil, a partir da moagem de uma areia de Osório. A produção deste material pretendeu recriar as características granulométricas dos resíduos de ouro sem qualquer aditivo químico.

Segundo o estudo realizado por Bedin (2009), este material é apresentado como não plástico e com as características e curvas granulométricas apresentadas no Quadro 3.1 e Fig. 3.6, respetivamente.

Quadro 3.1 Resultados de caracterização do material inerte (Bedin, 2009, modificado por Soares, 2014).

Material	G_s	γ_{nat} (KN/m ³)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	IP
Material Inerte	2,65	20,2	10	62	28	NP

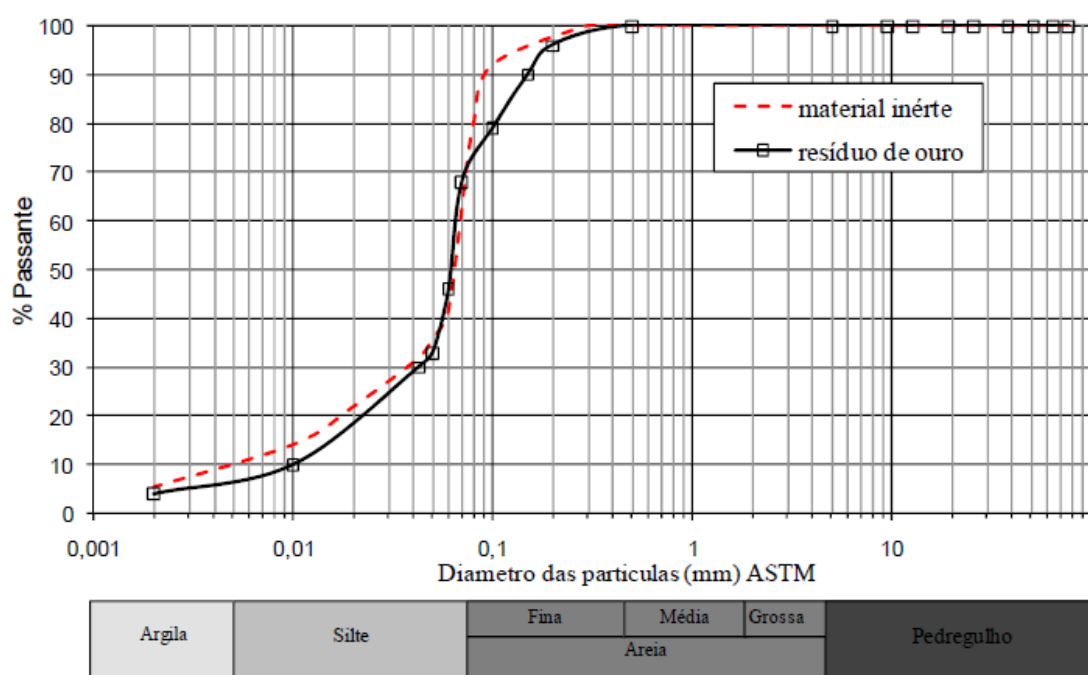


Fig. 3.6 Curva granulométrica do material inerte e do resíduo do ouro (Bedin, 2009).

O estudo realizado por Bedin (2009) conclui, também, que as partículas apresentam um padrão microestrutural com arestas vivas e superfícies irregulares como consequência do processo de moagem (Fig. 3.7).

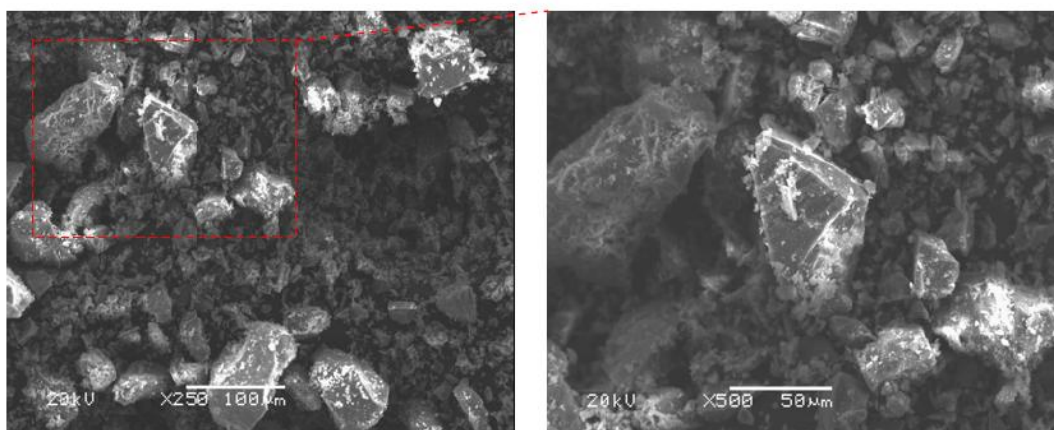


Fig. 3.7 Análise microestrutural. Caracterização (Bedin, 2009).

As curvas índice de vazios – tensão (em escala logarítmica) obtidas a partir dos ensaios de compressão são apresentadas na Fig. 3.8.

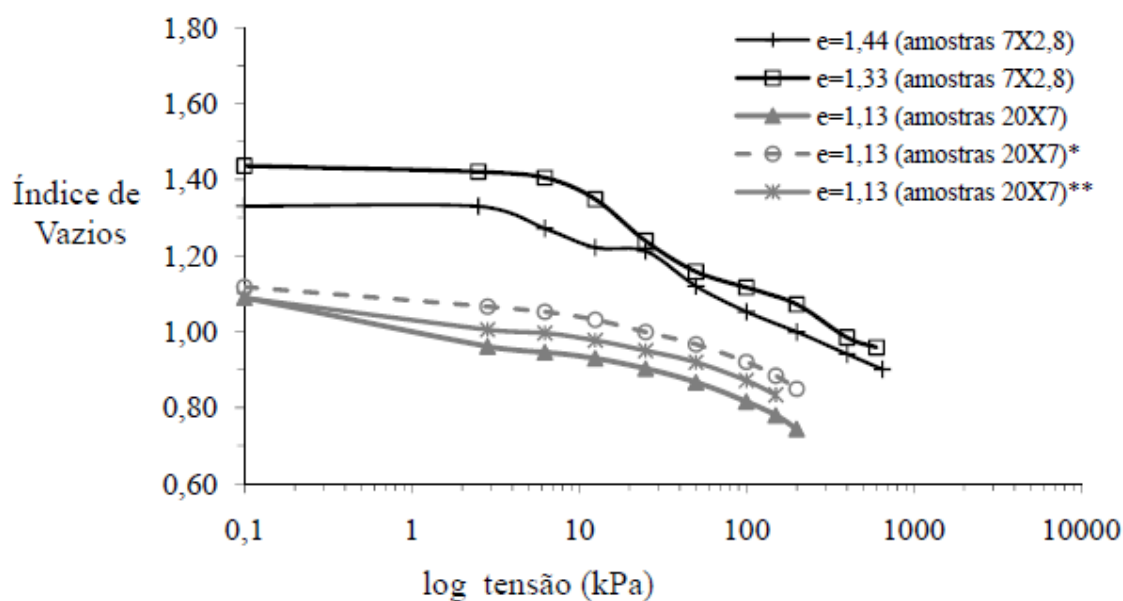


Fig. 3.8 Resultado dos ensaios de compressão (adaptado de Gauer, 2009 por Bedin, 2009).

Os ensaios triaxiais realizados por Bedin (2009) em condições drenadas e não drenadas permitiram definir o comportamento do material a nível de resistência e traçar a respetiva linha de estado crítico.

O comportamento tensão-deformação e pressão neutra geradas no decorrer dos ensaios não drenados, encontram-se representados nas Fig. 3.9 e Fig. 3.10. Para uma melhor observação de resultados, estes foram apresentados para duas faixas de tensões distintas.

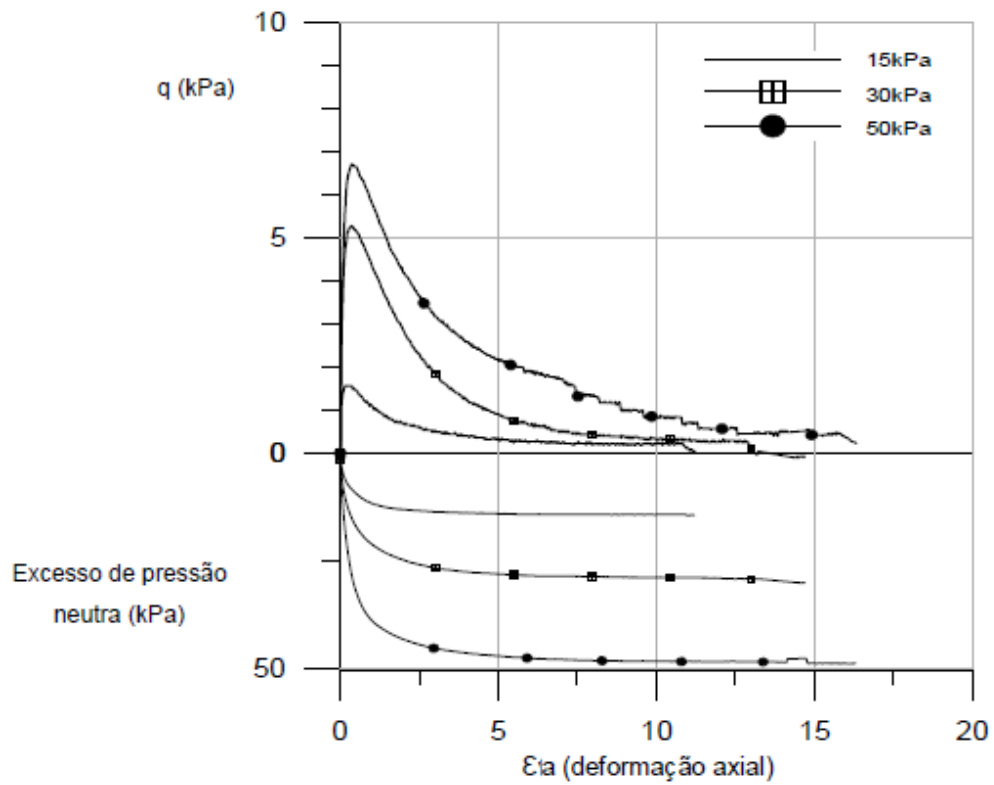


Fig. 3.9 Relação tensão-deformação e pressão neutra para tensões de confinamento inferiores a 50 kPa nos ensaios triaxiais não drenados (Bedin, 2009).

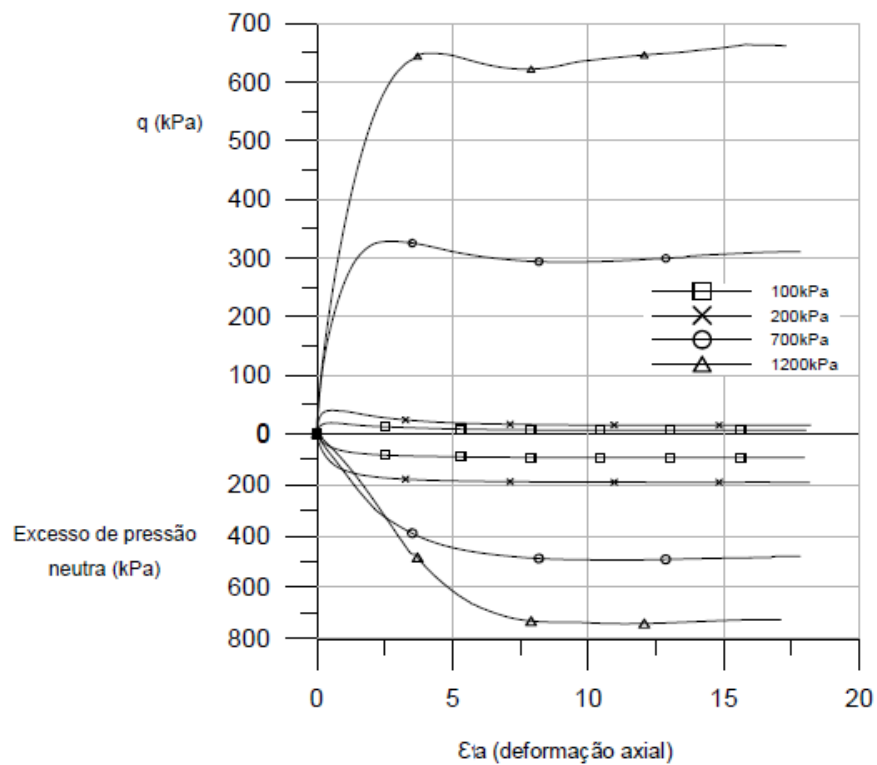


Fig. 3.10 Relação tensão-deformação e pressão neutra para tensões de confinamento superiores a 100 kPa nos ensaios triaxiais não drenados (Bedin, 2009).

Nos resultados para tensões de confinamento inferiores a 50 kPa, todas as amostras apresentaram decréscimo das tensões de corte, o que conduziu a tensões efetivas iguais ou próximas de zero para grandes deformações. Para tensões de confinamento superiores a 100 kPa, verifica-se um pico de resistência da tensão de confinamento que segue, após uma ligeira perda de resistência, de um leve acréscimo para grandes deformações axiais.

Os resultados obtidos nos ensaios em condições drenadas, evidenciam no espaço deformação volumétrica e deformação axial da amostra durante todo o ensaio. A tensão de corte da amostra atingiu um valor máximo de resistência e permaneceu constante para grandes deformações (adaptado de Bedin, 2009).

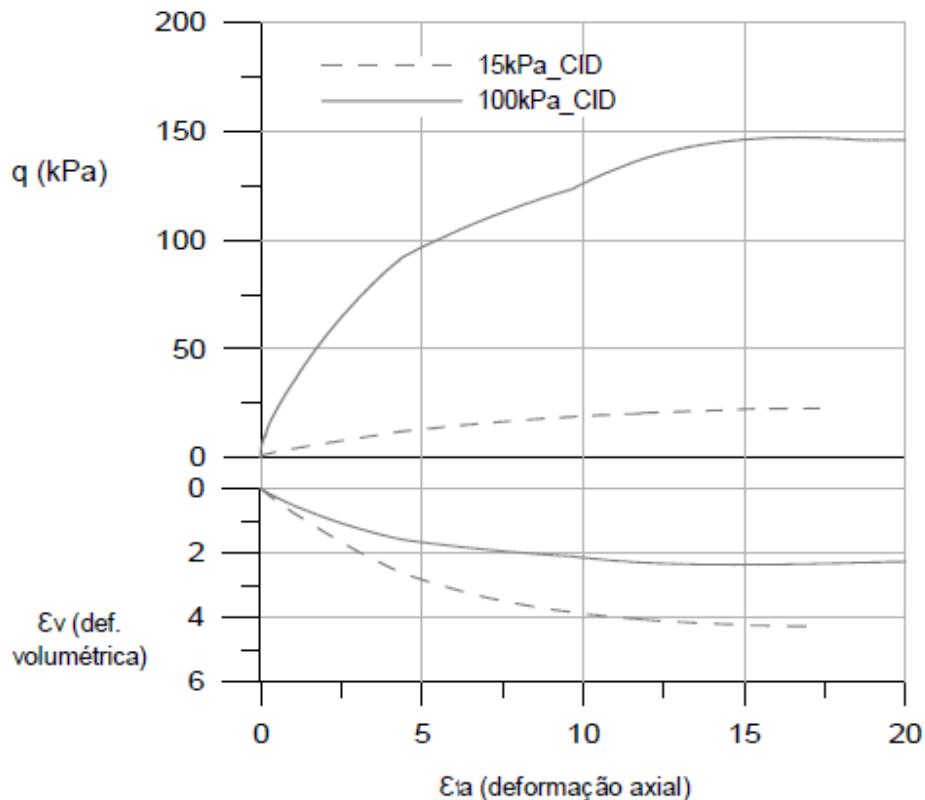


Fig. 3.11 Relação tensão-deformação e variação volumétrica em ensaios triaxiais drenados (Bedin, 2009).

Segundo Bedin (2009), para baixas tensões de confinamento, existe um notável risco de liquefação estática. Este pressuposto, pode ser comprovado, graficamente, pela mudança de inclinação da linha dos estados críticos. Esta linha foi obtida através dos resultados dos ensaios drenados e não drenados e encontra-se representada na Fig. 3.12.

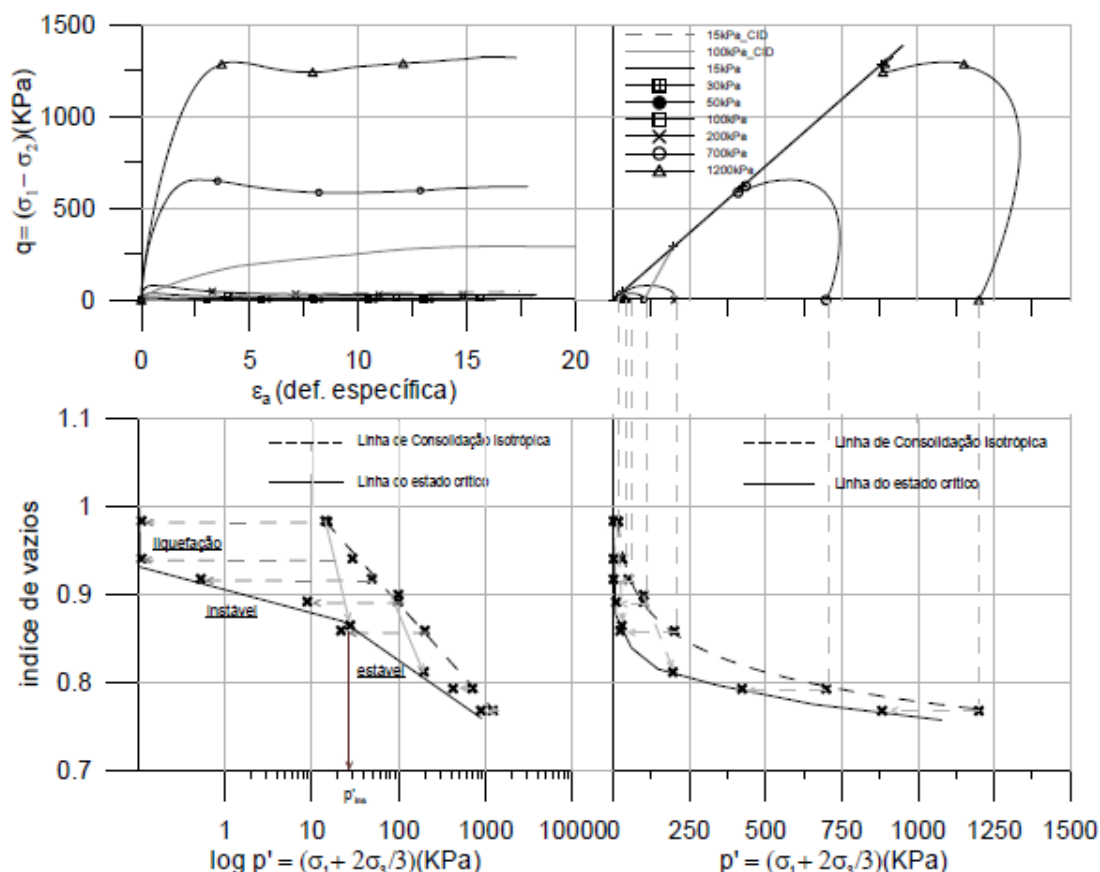


Fig. 3.12 Determinação da linha de estado crítico no material inerte (Bedin, 2009).

Um resumo dos valores médios dos parâmetros comportamentais fundamentais do material analisado por Bedin e obtidos a partir de diversos ensaios triaxiais é apresentado no Quadro 3.2

Quadro 3.2 Resumo dos parâmetros comportamentais obtidos nos ensaios triaxiais (Bedin, 2009, modificado por Soares, 2014).

Índice físico		Consolidação			Estado Crítico	Parâmetro de Estado	Parâmetros Efetivos	
γ_d	w_i	e_i	λ	N	Γ	ψ	c'	ϕ'
(kN/m ³)	(%)						(kPa)	(graus)
13,65	11,5	1,22	0,04	0,98	0,94	0,05	0	35

Após a realização de inúmeros ensaios utilizando diferentes tipos de materiais, Bedin concluiu que o material inerte analisado era, de facto, uma boa aproximação dos resíduos das escavações mineiras. Uma vez que, apresenta semelhanças nos parâmetros que os caracterizam, permitindo, assim, que este novo material pudesse ser utilizado em estudos posteriores sobre o tema. Observou, ainda, um comportamento fortemente não linear da linha de estado crítico nos materiais siltosos que apresentam tendência para liquefazer. Em estudos anteriores, a quebra de grãos para tensões superiores a 1000 kPa era apontada como a responsável pela não linearidade, uma vez que daí resultava uma linha de estado

crítico bilinear, ou seja, composta por dois segmentos de reta. No entanto, no seu estudo, Bedin descobriu um novo ponto de inflexão para baixas tensões nas amostras com potencial de liquefação, sugerindo que a linha de estado crítico, anagrama em condições não drenadas, fosse formada por, pelo menos, três segmentos de reta conforme a representada na Fig. 3.13. O mesmo comportamento foi, ainda, comprovado com a análise da variação das velocidades das ondas sísmicas de corte, apresentadas na mesma figura pelo parâmetro associado módulo de distorção G_{crit} , que é o valor de G_0 ($\approx \rho \cdot V_s^2$) para o ponto no limiar da rotura (crítico).

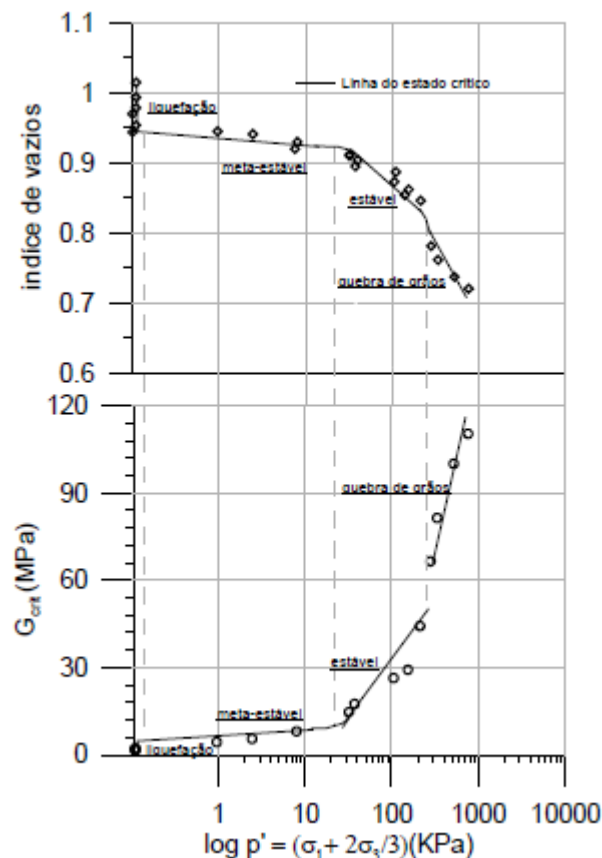


Fig. 3.13 Representação da mudança de comportamento da linha dos estados críticos em materiais siltosos (Bedin, 2009).

A partir dos resultados publicados por Bedin (2009) pode-se constatar uma completa caracterização do comportamento do material geo-mecânico. Posteriormente Soares (2014) constatou uma divergência da LEC obtida a partir dos ensaios triaxiais em condições drenadas e não drenadas. Desta forma e tomando partido da posição adotada por Yamamuro e Lade (1998), foi estudada esta possível bifurcação através da realização de ensaios parcialmente drenados, jogando com a velocidade de corte adotada. A velocidade de corte está obviamente associada à condutividade hidráulica do próprio material. Não sendo, no entanto, alvo de estudo este fator extra.

Sabendo que as características granulométricas dos materiais rejeitados nem sempre são similares, podendo ter variações significativas da percentagem de finos, proliferou o estudo da influência dos finos no desencadeamento da liquefação. Neste sentido, foi igualmente estudado o solo originário do silte, isto é, a areia de Osório, e produzido um solo com uma percentagem de finos intermédia à do silte e à da areia de Osório, à qual se deu a designação de mistura. Estes materiais foram irmãmente

estudados à luz da Teoria dos Estados Críticos por Soares (2014) e posteriormente completados no âmbito da presente dissertação.

As curvas granulométricas referentes aos três materiais em análise foram realizadas no Laboratório de Geotecnia (LabGeo) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) por Soares (2014). Tal como se pode inferir a partir da Fig. 3.14 a curva granulométrica do silte, reproduzida no LabGeo é distinta daquela apresentada por Bedin (2009) na Fig. 3.6. Visto apresentar uma granulometria distinta justifica-se que em trabalhos posteriores se averigue igualmente a curva granulométrica do resíduo do Ouro.

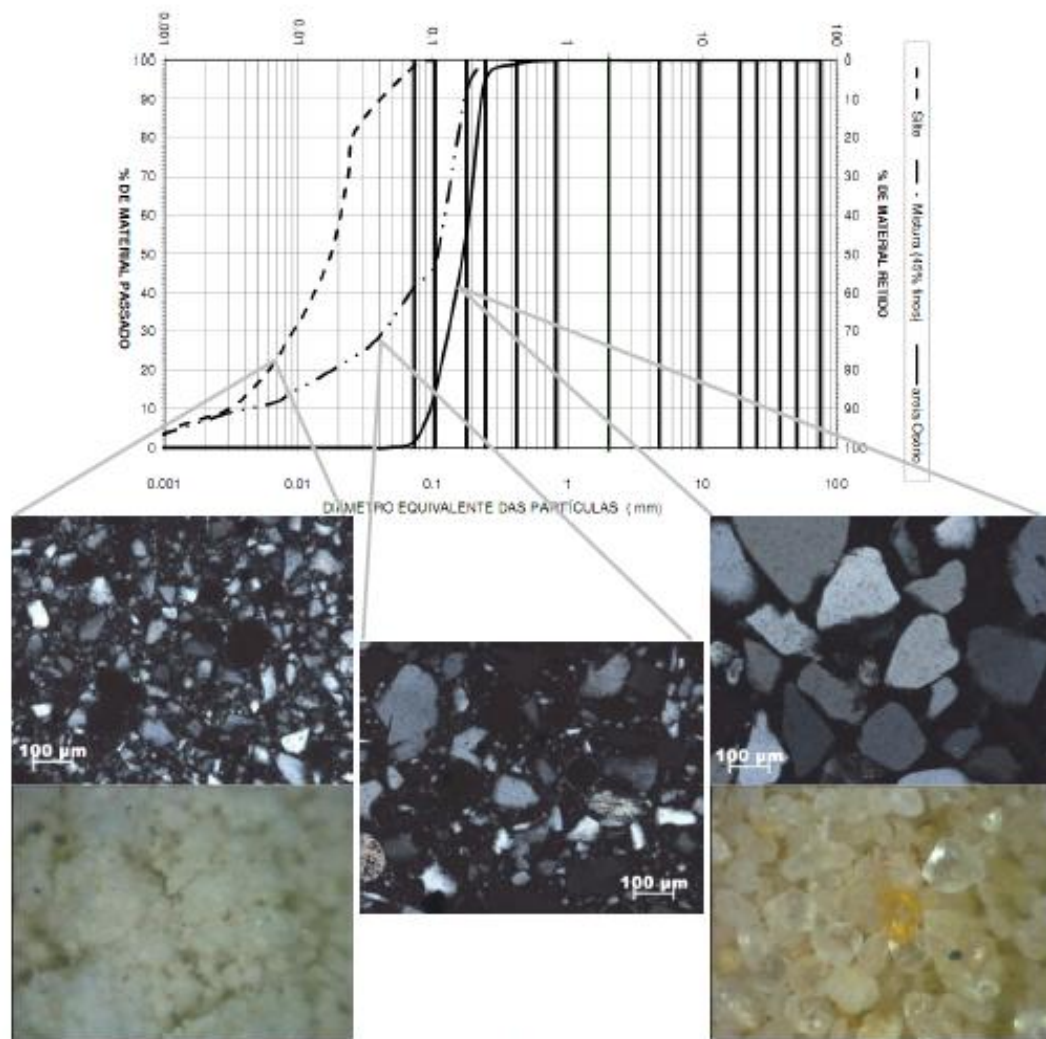


Fig. 3. 14 Curva granulométrica do silte, da areia de Osório e da mistura determinada no LabGeo (Soares, 2014).

O Quadro 3.3 apresenta o valor da densidade das partículas sólidas (G_s) e do parâmetro de estado crítico (M) para os três materiais.

Quadro 3.3 Valor da densidade das partículas sólidas e do parâmetro de estado crítico do silte, da areia de Osório e da mistura.

Origem	Material	Gs (g/cm ³)	M
Osório	Silte	2,65	1,46
Osório	Mistura	2,66	1,37
Osório	Areia	2,66	1,28

É ainda fundamental mencionar que o estudo que se apresenta na presente dissertação, apenas visa completar estudos posteriores, pelo que poderão surgir algumas lacunas e/ou falta de caracterização geo-mecânica. O estudo intensivo destes materiais apenas foi realizado no intuito de completar o posicionamento da LEC desenvolvido por Soares (2014). Assim, qualquer reflexão minuciosa sobre o efeito dos finos no reposicionamento da LEC não se justifica no âmbito da presente dissertação. Por outro lado, a criação de ábacos, de avaliação do potencial de liquefação, apenas foi completada dando continuidade ao estudo de Doutorado de Soares (2014).

4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. EQUIPAMENTO

Todos os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios triaxiais, objeto de análise desta dissertação, pertencem ao Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LabGeo – FEUP).

4.1.1. CÂMARA TRIAXIAL

O ensaio triaxial é o ensaio de laboratório mais utilizado para determinar a resistência ao corte dos solos. É bastante completo e credível, uma vez que a amostra a ser ensaiada pode ser carregada em todas as direções e em diferentes condições de estado de confinamento, o que permite simular um cenário cujas condições são equiparáveis às que prevalecem nos maciços terrosos. Dependendo do tipo de carregamento aplicado, estes ensaios podem ser estáticos, cíclicos, entre outros não determinantes para o estudo em causa. A maior diferença entre eles verifica-se ao nível da fase de corte, no entanto as câmaras onde são realizados os ensaios são na sua natureza idênticas.

O princípio de funcionamento deste ensaio pressupõe a montagem de uma amostra no interior de uma câmara, que posteriormente é fechada e enchida com água o que induz uma pressão controlável nas faces do provete. É também possível atuar axialmente no provete por meio de um êmbolo que se encontra no topo da câmara e que se movimenta no seu interior. Deste modo, torna-se possível conduzir a amostra à rotura reproduzindo diferentes cenários de tensão semelhantes às condições verificadas na Natureza. Nesta fase, é também, possível a aplicação de uma pressão, independente da pressão na câmara, nos poros do solo.

Uma câmara triaxial convencional (Fig. 4.1) é constituída por uma base e um topo separados pelo corpo da câmara em acrílico ou acrílico reforçado no caso da utilização de maiores pressões na célula. Estes três elementos são solidarizados através de tirantes e *o-rings* de borracha isoladores.

A amostra tem formato cilíndrico e dimensões variáveis, consoante os materiais que estão a ser analisados, e encontra-se envolvida por uma fina membrana de latex que se adapta ao material e às suas deformações, impedindo a permuta de água entre a amostra e a água presente no interior da câmara. É montada num pedestal solidário com a câmara, de modo a que tanto o eixo da amostra como o da câmara sejam coincidentes. Nas bases da amostra são colocadas duas pedras porosas, dois filtros e ainda quatro *o-rings* de borracha que garantem a estanquidade entre o interior e o exterior da mesma. Em algumas das células do LabGeo-FEUP, quer na placa da base quer no topo estão instalados a pedra porosa e transdutores piezocerâmicos, designados segundo a literatura anglo-

saxônica por *bender/extender elements*, que têm como finalidade a medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas.

Tanto no topo como na base da câmara existem ligações com o exterior, materializadas por linhas de drenagem que permitem impor pressões na água dos poros da amostra. Estas pressões são atuantes e designam-se por contrapressões ou *back pressure* (BP), sendo tendencialmente iguais às pressões neutras quando existe equilíbrio de fluxo. Existe ainda uma outra ligação que permite regular a pressão da água no interior da câmara denominada por pressão do fluido da célula ou *cell pressure* (CP). Ambas as pressões são introduzidas com o auxílio de compressores ou equipamentos de ação pneumática ou hidráulica e controladas por meio de transdutores que se posicionam junto às entradas na base da câmara.

A placa que constitui o topo da câmara possui um êmbolo que, idealmente, fica precisamente centrado com o restante sistema. É este êmbolo que possibilita o carregamento vertical da amostra, e a sua medição é obtida através de uma célula de carga instalada no interior da câmara, fixa ao pistão.

Existem câmaras triaxiais com diversas dimensões e com diferentes limites de tensões máximas a que podem estar submetidas. Na presente dissertação foram utilizadas câmaras com uma capacidade de pressão de 1700 kPa e uma câmara de altas pressões que permite a utilização de pressões na célula na ordem dos 10 MPa. É ainda de salientar que estas câmaras podem ser equipadas com células de carga submersíveis com capacidades entre 1 kN e 10 kN e de 100kN no caso da câmara de 10 MPa.

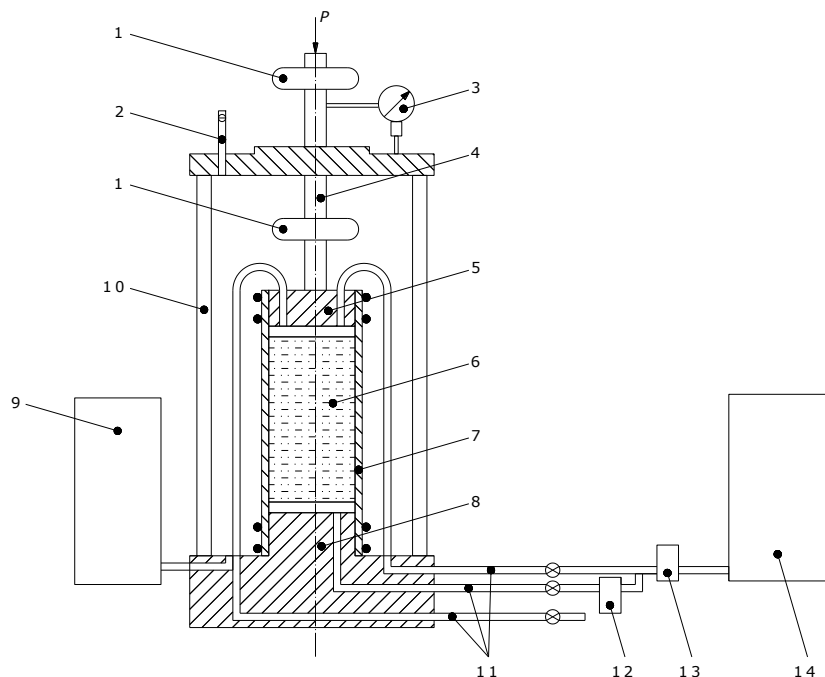


Fig. 4.1 Esquema de uma câmara triaxial convencional (adaptado de CEN ISSO/TS 17892-9).

Onde:

1. É a posição alternativa para a carga do dispositivo de medição;
2. É a saída de ar;
3. É a compressão vertical do dispositivo de medição;
4. É o pistão;
5. É a tampa superior;
6. É a amostra de solo;

7. É a membrana;
8. É o pedestal;
9. É o dispositivo de medição e controlo da pressão na câmara;
10. É a câmara triaxial;
11. São os tubos de drenagem;
12. É o sensor de pressão dos poros;
13. É o sensor da variação do volume;
14. É o dispositivo de medição e controlo da pressão de retorno;
15. É a carga vertical.

4.1.2. PRENSA CÍCLICA

A prensa utilizada para a realização de grande parte dos ensaios triaxiais apresentados na presente dissertação, designa-se por prensa cíclica e tem como principal característica a capacidade de efetuar ciclos de carga e descarga axial de forma muito rápida e em movimento sinusoidal. Esta prensa integra-se num sistema desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica /Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial sob especificações do LabGeo-FEUP. O referido sistema é constituído, para além da prensa cíclica, por um motor e uma bomba cuja capacidade máxima é da ordem dos 250 bar, o que possibilita a execução de ensaios estáticos até uma força de 50 kN e ensaios cíclicos até 10 kN; uma unidade hidráulica e um quadro elétrico com proteção do motor. Incluí, também, um software que permite tanto a configuração dos parâmetros de ensaio como o armazenamento dos resultados obtidos. Este programa de controlo permite controlar o ensaio por deslocamento ou força.

É ainda de referir que no conjunto dos ensaios realizados, utilizou-se uma célula de carga com capacidade de 10 kN.



a)



b)

Fig. 4.2 a) Prensa cíclica do LabGeo – FEUP; b) Pormenor da união do êmbolo ao atuador.

4.1.3. PRENSA ESTÁTICA – ENSAIOS DE ALTAS PRESSÕES

Os ensaios de altas pressões são ensaios triaxiais mais complexos, e portanto, a sua realização requer uma câmara triaxial e uma prensa mais adequada às solicitações impostas pelas altas pressões.

A câmara axial utilizada é na sua essência semelhante à descrita anteriormente, no entanto os materiais que a constituem são mais resistentes o que permite atingir pressões na célula na ordem dos 10 MPa. As alterações mais evidentes são: a mudança do material do corpo da câmara para aço inoxidável, o que impede a visualização da amostra; o reforço dos tirantes e o aumento da capacidade de todos os transdutores de pressão para 10 MPa.

A prensa utilizada nos ensaios de altas pressões admite a realização de ensaios estáticos até 100 kN e de ensaios cíclicos até 10 kN. O êmbolo encontra-se fixo ao atuador na fase de corte e, este último tem um curso de 50 mm e está equipado com um transdutor de deslocamento axial.

O programa utilizado para aquisição dos dados referentes ao comportamento da amostra durante as consecutivas fases do ensaio foi idêntico ao utilizado na prensa cíclica.

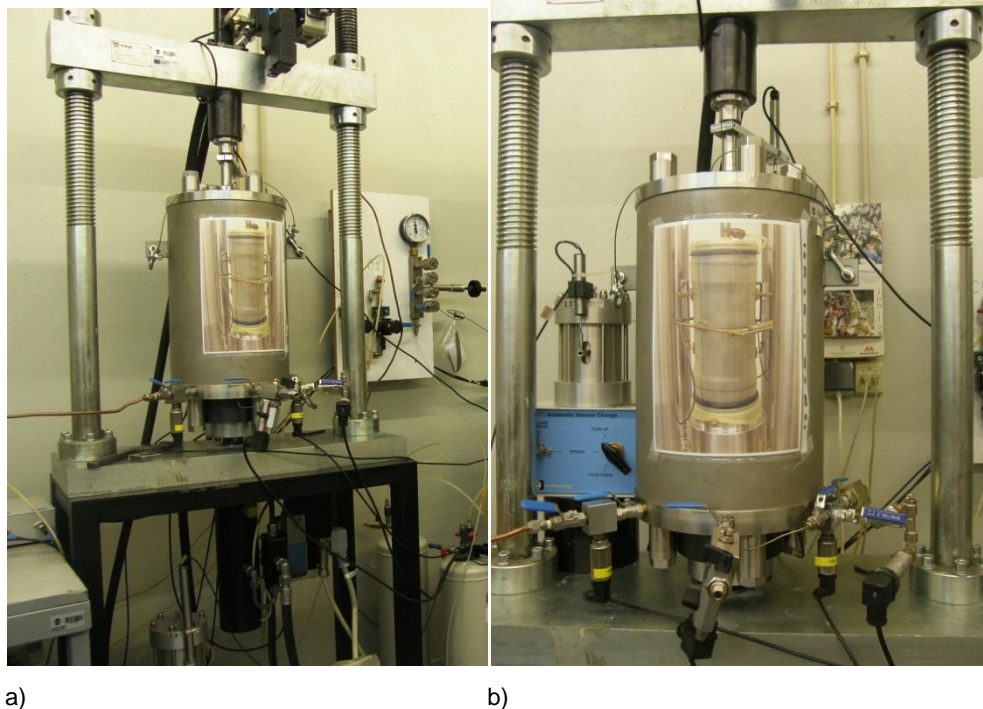


Fig. 4.3 a) Prensa e câmara de altas pressões do LabGeo; b) Pormenor da câmara de altas pressões do LabGeo.

4.1.4. CONTROLADORES AUTOMÁTICOS DE PRESSÃO E VOLUME

Os equipamentos de controlo de pressão e volume de fluidos utilizados são da marca GDS® e facilitam a introdução das pressões pretendidas no interior da câmara triaxial nas várias fases do ensaio.

O princípio básico de funcionamento destes equipamentos assemelha-se a uma seringa, ou seja, a existência de um pistão dentro de um tubo cria sobre este sucção e, consequentemente verifica-se o enchimento do próprio tubo, por outro lado, o movimento contrário conduz à expulsão do fluido. A pressão com que o fluido é expelido depende da força aplicada pelo pistão, sendo possível induzir

diretamente no fluido essa mesma pressão através do controlo do movimento do pistão. As variações de pressões são controladas, em tempo real, através de uma placa de interface visual no próprio equipamento ou a partir da ligação a um sensor de pressão que se encontra ligado a um computador, permitindo, deste modo, a aquisição contínua dos valores de pressão.

Para a realização dos ensaios foram utilizados dois destes equipamentos, um para os ensaios de altas pressões com a capacidade de atingir pressões na ordem dos 32 MPa e um outro com a competência de atingir um valor limite de pressão de 4 MPa para os ensaios de baixas pressões.



Fig. 4.4 Controlador de pressão GDS Instruments ®.

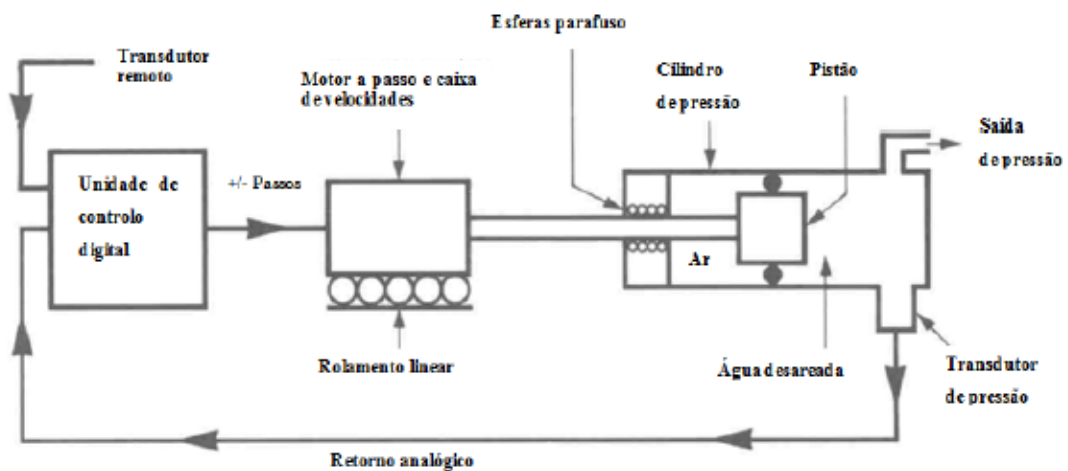


Fig. 4.5 Esquema de funcionamento do controlador de pressão GDS Instruments ®.

4.1.5. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ONDAS SÍSMICAS

O registo da velocidade de propagação de ondas num solo pode ser bastante vantajoso para a análise do grau de saturação e parâmetros caracterizadores do comportamento do solo.

Para a leitura e registo de ondas foram utilizados três equipamentos, o gerador de funções, o amplificador de sinal e o osciloscópio.

O gerador de funções Thurlby Thandar Instruments TTI TG 1010®, é programável e permite criar diversas configurações de sinal (sinusoidal, quadrada, rampa) a diferentes frequências. Tem a

particularidade de memorizar as diversas funções personalizadas, e por isso, otimiza a sua utilização. No presente estudo foram utilizados sinais de ondas sinusoidais com frequências de 4, 6, 8, 25, 50 e 75 kHz.



Fig. 4.6 Gerador de funções Thurlby Thandar Instruments TTI TG 1010®.

O sinal emitido pelo gerador de funções é amplificado através de amplificadores de sinal, desenvolvidos pela University of Western Austrália (UWA) em Perth, para que a leitura das ondas seja mais fidedigna. Este equipamento permite, ainda, gerir a utilização dos canais por cada par de transdutores piezoelétricos.



Fig. 4.7 Amplificador de sinal UWA.

O registo dos sinais emitidos e recebidos é realizado através de um osciloscópio Tektronix TDS220® que possibilita a leitura imediata do tempo que decorre entre a emissão da onda e a chegada da mesma. Este equipamento está conectado a um computador com o software WaveStar® instalado o que permite a aquisição, em diversos formatos, dos dados provenientes do osciloscópio.

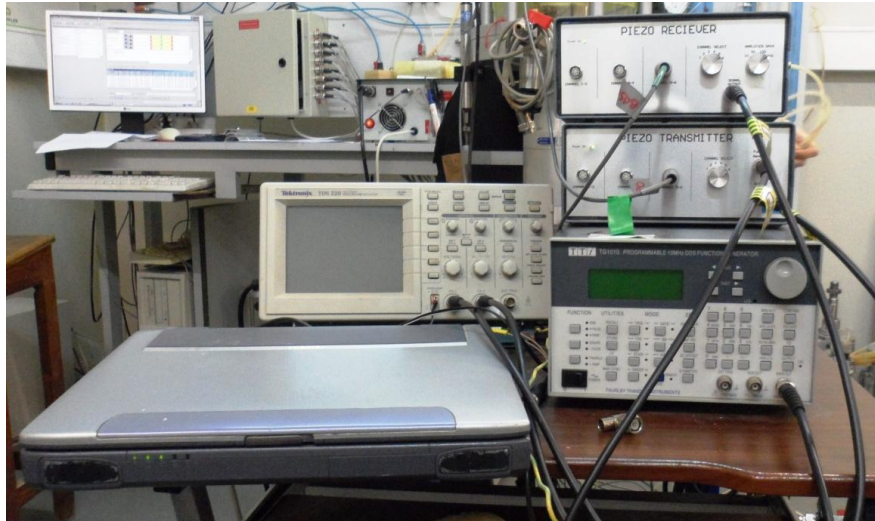


Fig. 4.8 Conjunto de equipamentos para medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas.

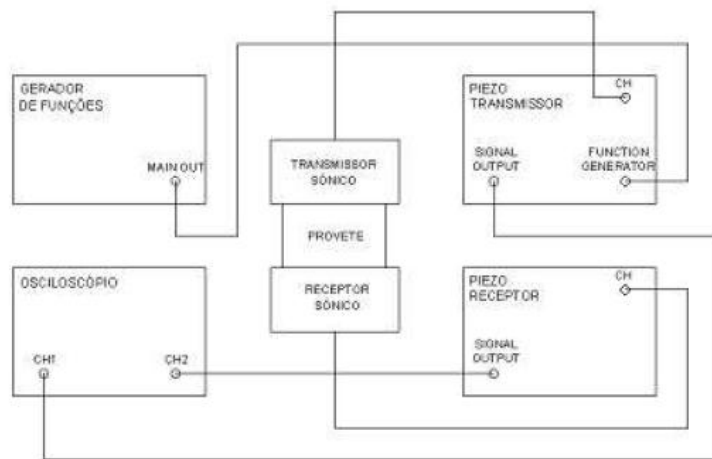


Fig. 4.9 Esquema de ligação entre o gerador de funções, os amplificadores de sinal, osciloscópio e os *bender/extender elements* (adaptado de Amaral, 2009).

A figura anterior apresenta um esquema de ligação entre os respectivos equipamentos e os *bender/extender elements*.

4.2. INSTRUMENTAÇÃO

4.2.1. INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS EXTERNOS – LVDT

Os *Linear Variable Differential Transformers*, ou LVDT são aparelhos que permitem efetuar medições lineares com uma grande exatidão não estando sujeitos a desgaste mecânico. São constituídos por três bobinas e um núcleo cilíndrico, de material ferromagnético, que se move solidariamente com o objeto cujo deslocamento se deseja medir.

Usando um condicionamento de sinal apropriado, este equipamento transforma o movimento relativo entre o núcleo e as bobinas em corrente descontínua, diretamente proporcional ao deslocamento do núcleo (Costa 2008).

Este equipamento é instalado de forma a estar solidário com o êmbolo da câmara triaxial e perfeitamente alinhado com este. Assim, nesta posição, o LVDT mede o deslocamento relativo entre o êmbolo e o topo da câmara triaxial, correspondendo à deformação axial da amostra.

Em todos os ensaios realizados foram utilizados LVDT's que possuem uma amplitude de 50 mm.



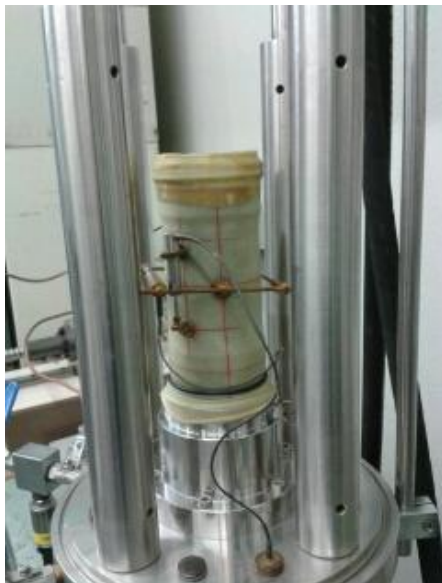
Fig. 4.10 Aspecto de um LVDT.

4.2.2. TRANSDUTORES INTERNOS DE MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÃO – MINI LVDT'S

Os transdutores internos de deformação são aparelhos, resistentes à água, que possibilitam a medição de deformações axiais e radiais sofridas pelo provete no decorrer do ensaio. São colocados diretamente na amostra, solidários com a membrana o que permite obter o máximo de precisão nas leituras, uma vez que acompanham todas as deformações sentidas pelo provete.

O princípio de funcionamento é semelhante ao dos LVDT'S.

No conjunto de ensaios triaxiais realizados e analisados no presente trabalho, estes aparelhos apenas foram utilizados na câmara de altas pressões.



a)



b)

Fig. 4.11 a) e b) Mini LVDT's instalados na amostra.

4.2.3. MEDIDOR AUTOMÁTICO DE VOLUME

A avaliação da deformação volumétrica da amostra pode ser conseguida através da utilização de um medidor automático de volume. Este aparelho permite medir a quantidade de água que é expulsa ou aceite na amostra, admitindo que esta se encontra saturada. É constituído por um cilindro hidráulico na qual o êmbolo se encontra solidarizado com um LVDT. Assim, conhecendo as dimensões do cilindro e o deslocamento do êmbolo é possível calcular o volume de água que foi expulso ou admitido pela amostra.

Para a realização dos ensaios apresentados neste trabalho, foram utilizados medidores de volume da marca VJ Tech® com capacidade inicial de 100 cm³ e precisão de 0,05 ml. Estes aparelhos apresentam uma característica particular, ou seja, é possível inverter o sentido do movimento do cilindro, com o auxílio de uma válvula, o que permite medições de volume infinitas. Como nenhuma das amostras sofreu variações de volume superiores a 100 cm³, não foi necessária a utilização da referida válvula.



Fig. 4.12 Medidor automático de volume VJ Tech®.

4.2.4. TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS – BENDER/EXTENDER ELEMENTS

Os *Bender/extender elements* são equipamentos laboratoriais que permitem determinar a velocidade de propagação de ondas sísmicas. São dispositivos de extrema versatilidade e de fácil manuseamento, que possibilitam o estudo de questões tão complexas e pertinentes como a dependência das propriedades elásticas das componentes e direções das tensões principais, a avaliação da qualidade da amostragem em solos pela análise comparada de velocidade de ondas *S in situ* e em laboratório.

Os transdutores piezoelétricos encontram-se em contato direto com a amostra e são utilizados para efetuar a propagação de ondas sísmicas do tipo S, as de corte, e P, ondas de compressão. São constituídos, na versão mais versátil deste equipamento, por duas placas piezocerâmicas finas, ligadas rigidamente a uma lâmina metálica central e aos elétrodos nas faces exteriores. A lâmina central funciona, igualmente, como material de reforço, já que as placas cerâmicas são por si só, demasiado frágeis para serem manuseadas. O material piezocerâmico encontra-se envolvido por resina epóxi rígida que o isola eletricamente e o protege do contato direto com o solo e água. São os equipamentos usados quer para receber, quer para transmitir a onda pretendida, e por esse motivo, são dois os transdutores localizados na base e no topo do provete inseridos nas pedras porosas para que a onda se propague axialmente no provete.

A deformação de um elemento piezocerâmico polarizado depende da sua forma e composição, da direção de polarização e do modo de aplicação do campo elétrico. Assim, estes elementos permitem

gerar movimentos de extensão-compressão ou de flexão, consoante o tipo e a polarização do material cerâmico usado.

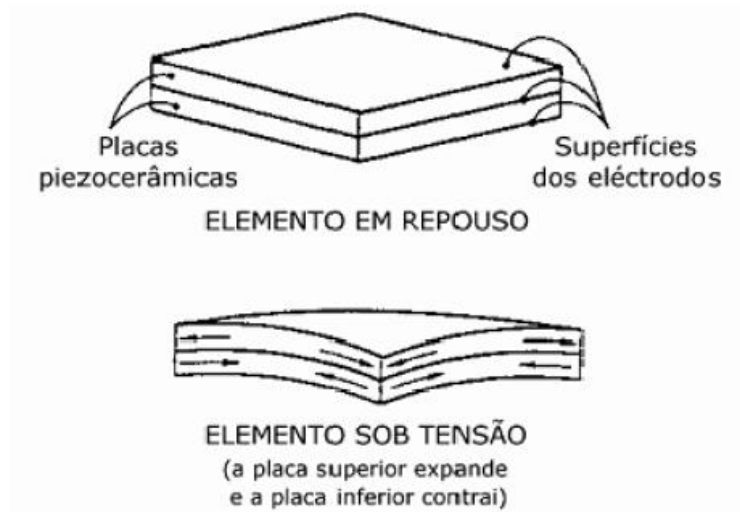


Fig. 4.13 Elementos piezoelétricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, adaptado por Ferreira, 2003).

No presente trabalho, foram utilizados transdutores de dois tipos que funcionam em simultâneo de forma a ser possível estudar o efeito dos dois tipos de ondas.

Para a geração de ondas de corte, ondas S, são utilizados os transdutores de flexão, ou *bender elements*, cuja ligação das placas cerâmicas em relação às direções de polarização deve ser tal que origine um movimento conjunto em flexão, de modo a propagar ondas de corte durante a sua deformação. A figura seguinte associa o movimento de flexão a um impulso sinusoidal.

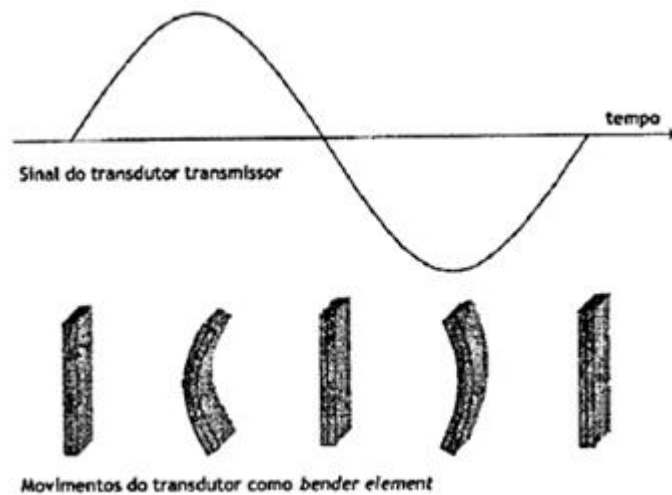


Fig. 4.14 Esquema de funcionamento de um *bender element* (Ferreira, 2003).

Quanto à geração de ondas de compressão, ondas P, estas são obtidas utilizando *extender elements*, muito semelhantes aos *bender elements* apenas com ligeiras alterações na ligação das placas relativamente à direção de polarização de modo a que estas se deformem em extensão-compressão propagando assim ondas P. O funcionamento do *extender element* associado a um sinal sinusoidal está representado na Fig. 4.15.

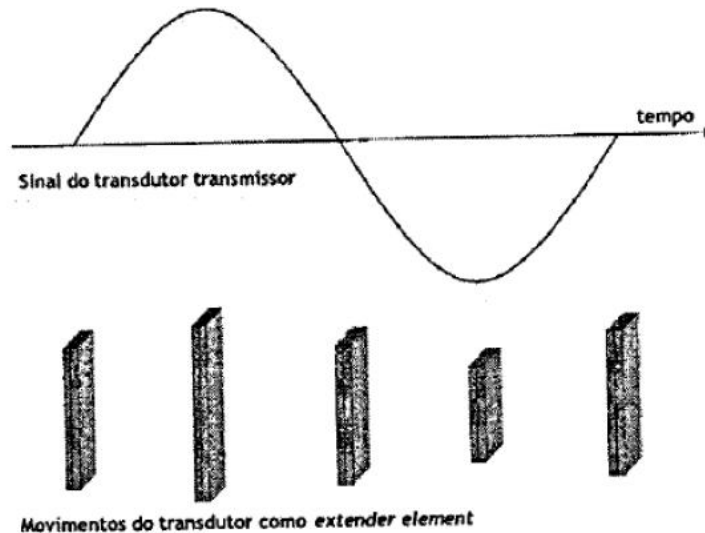


Fig. 4.15 Esquema de funcionamento do *extender element* (Ferreira, 2003).

Estudos recentes concluíram que os mesmos transdutores quando ligados adequadamente podem ser usados na propagação dos dois tipos de ondas. Esta premissa possibilitou a execução de um único transdutor designado por *bender/extender element*, no qual é possível a alternância dos modos de ligação. Este equipamento foi desenvolvido e produzido por uma equipa liderada pelo Dr. David Nash, na Universidade de Bristol e encontra-se disponível no LabGeo da FEUP. Já o sistema de aquisição e gestão dos resultados obtidos pelos transdutores foi elaborado pelo próprio laboratório da FEUP.

Para a instalação de *bender/extender elements* foi necessário adaptar uma câmara triaxial convencional para provetes de 70 mm de diâmetro e 2 a 2,5 vezes de altura com capacidade de pressões na célula de 1700 kPa.

Este equipamento está instalado na base e no topo da câmara, estando em contacto direto com a amostra, permitindo, assim, que a propagação da onda se faça axialmente (Ferreira, 2003).

4.2.5. SUCTION PROBE

O *suction probe* (Fig. 4.16) é um equipamento simples com grande sensibilidade que tem a capacidade de medir de forma direta a pressão, e a sucção, na água dos poros. Foi desenvolvido por uma equipa do Imperial College e é o resultado de uma investigação intensiva de cerca de 10 anos.



Fig. 4.16 Pormenor de um *suction probe*.

Pode ser utilizado para realizar medições em furos de sondagem, com profundidades compreendidas entre os 0 e os 5 metros ou em amostras recuperadas de um maciço terroso. E apresenta resultados bastante satisfatórios quer em aplicações de laboratório como de campo e para diversos tipos de solo.

É amplamente reconhecido e distingue-se como um marco na medição de sucção de um solo. É ainda de salientar, que tem vindo a contribuir, de forma ativa, para uma melhor compreensão da influência do fenómeno, sucção, no comportamento do solo.

No presente estudo, o *suction probe* foi colocado diretamente em contato com o provete a uma altura média, revestido por um elemento de borracha e isolado por meio de uma camada de silicone. Foi utilizado, exclusivamente, em ensaios triaxiais cujo material constituinte da amostra era silte.

4.3. PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

As amostras preparadas no âmbito desta dissertação são provenientes de materiais diferentes. Foram realizados ensaios com os seguintes materiais: a areia de Osório, Brasil; o silte, obtido por moagem da areia de Osório e, uma mistura de silte e da areia; e a areia proveniente da cidade de Aveiro, Portugal.

Exceto o ensaio triaxial de altas pressões com a mistura, cuja montagem da amostra foi realizada recorrendo à técnica de *dry pluviation*, em todos os outros utilizou-se a técnica de *Moist tamping*.

Moist tamping, ou compactação ligeira em condições húmidas, é uma técnica reconhecida mundialmente e é comumente usada na preparação de solos arenosos e siltosos. Esta técnica permite preparar amostras com índices de vazios elevados, porém existem outras técnicas que podem representar de melhor forma as condições presentes na natureza.

A execução desta preparação é um pouco subjetiva, uma vez que varia, ligeiramente, de operador para operador. No entanto, o procedimento pode ser descrito da seguinte forma:

Inicia-se o processo com a preparação de todo o material de laboratório necessário, nomeadamente uma balança, alguns recipientes, membrana de látex, um molde tripartido, provetas, água destilada, *O-rings*, pedras porosas, filtros de papel, compactador (Fig. 4.17). Na membrana desenham-se diversas marcas de orientação, de forma a dividir a amostra em seis camadas e a servir de referência ora na colagem da instrumentação interna ora na colocação dos *suction probes*.



Fig. 4.17 Compactadores e molde tripartido disponíveis no LabGeo.

De acordo com o que foi descrito anteriormente, a montagem da amostra é efetuada na própria base da câmara triaxial, onde existe um suporte para a colocação do provete. E portanto, para a sua realização é necessário preparar dois filtros circulares com um diâmetro de 70 mm que, no caso dos ensaios onde se utilizam *bender/extender elements* deve ser recortado com o formato dos mesmos, de forma a não obstruir o contato entre o transdutor e o solo. Nos ensaios triaxiais cujo material era a mistura de silte e areia, utilizou-se a câmara triaxial convencional, ou seja, desprovida de *bender/extender*, e neste caso, para além dos filtros é também indispensável preparar duas pedras porosas. Deposita-se, então, uma pedra porosa e um dos filtros na base, em seguida coloca-se a membrana de forma a alinhar a marca inferior desta com a parte superior da pedra porosa prendendo-a com o recurso a 2 *o-rings*, de modo a evitar a entrada de água pela base do provete. Posteriormente, um molde metálico, cilíndrico e tripartido é colocado sobre a placa da base, a membrana é esticada e encaixada ao topo do molde ajustando-se ao formato cilíndrico deste. De forma a ficarem perfeitamente solidários, é aplicada uma pressão negativa (sucção) entre estes na ordem de grandeza de 50 kPa.

Tendo em conta as dimensões do molde e o tipo de material é calculada a quantidade de material necessária para reproduzir as condições desejadas no provete. Na tabela seguinte estão descritos o índice de vazios (*e*) e o teor em água (*w*) pretendido para cada material:

Quadro 4.1 Valores do índice de vazios e do teor em água pretendidos para cada material.

Origem	Material	<i>e</i>	<i>w</i> (%)
Osório	Silte	1,3	11,5
Osório	Areia	0,8	5
Osório	Mistura	1,2	8,6
Osório	Mistura – Altas Pressões	0,6	0
Aveiro	Areia	0,55	5

De seguida preparou-se a quantidade de material necessária, previamente seco em estufa, procedendo-se à individualização das partículas. Adicionou-se água de forma a atingir o teor em água pretendido e retiram-se duas quantidades de material para posterior controlo do mesmo.

Seguidamente, realiza-se a pesagem da quantidade de material a colocar por camada e coloca-se no interior do molde compactando-o de modo a que a marca superior de cada camada seja respeitada. O procedimento é repetido até que a totalidade do molde seja preenchida. Caso seja necessário, deve-se acrescentar ou retirar material de forma a uniformizar a superfície da amostra e registando o respetivo peso. No final da colocação do solo, introduz-se o topo alinhando corretamente o *bender/extender*, caso exista, com o filtro previamente introduzido. Em câmaras convencionais coloca-se o filtro, a pedra porosa e em seguida o topo. Em ambos, a membrana é ajustada ao respetivo topo e presa com dois *o-rings*.

Estando este processo finalizado, é possível retirar o molde metálico. Para isso, altera-se a aplicação do vácuo para a base do provete, confinando-o a uma pressão interna de vácuo na ordem dos 10 a 15 kPa, equivalente à remoção do vácuo.

Nesta fase, podem, então, ser medidas as dimensões reais do provete, colada a instrumentação interna, no caso dos ensaios de altas pressões e colocados os *suction probes* nos ensaios triaxiais com silte.

Finalmente é introduzida a câmara, que após ser devidamente fechada se enche com água destilada, colocando uma pressão na célula de 10 a 15 kPa.

Desta forma, dá-se por concluída a fase de montagem da amostra com o recurso à técnica de compactação ligeira em condições húmidas.

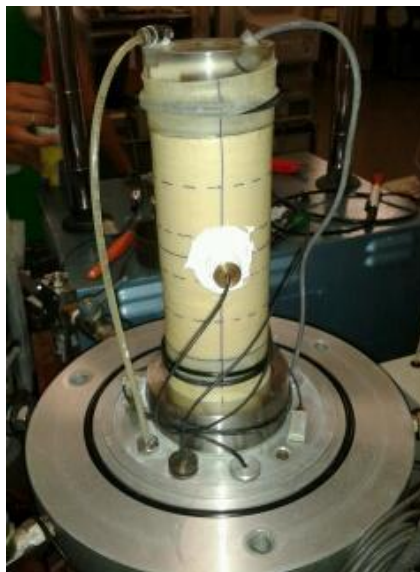


Fig. 4.18 Exemplo de um provete, após montagem, com um *suction probe* colocado.

4.4. ENSAIOS TRIAXIAIS

Após a preparação e instalação, a amostra encontra-se num grau de saturação e estado de tensão efetiva distinto daquele que se pretende, ou seja, do estado de tensão na natureza. Assim se a amostra fosse carregada na câmara triaxial a sua resposta seria diferente do que se esperaria do solo no seu estado pretendido (Matos Fernandes, 2006).

De forma a solucionar esta problemática, antes de se proceder ao ensaio propriamente dito, torna-se necessário submeter a amostra ao grau de saturação e estado de tensão efetiva pretendido, ou seja, de simular as condições preexistentes *in situ* antes do carregamento. Para as reproduzir, é necessário proceder a três fases distintas denominadas por percolação, saturação e consolidação. Por último, temos a fase de corte que apresenta algumas particularidades caso se trate de um ensaio estático ou cíclico.

4.4.1. PERCOLAÇÃO

A percolação é a primeira fase do ensaio e tem início após a preparação do provete e enchimento da câmara. O principal objetivo desta fase centra-se na expulsão do ar que se encontra entre as partículas da amostra moldada, preenchendo esses vazios com água. A velocidade desta operação depende do solo em análise.

Neste trabalho, foi usada uma técnica inovadora que possibilita uma saturação mais rápida tendo por comparação os procedimentos utilizados em estudos anteriores. Esta técnica consiste na passagem de dióxido de carbono pelo corpo de provete com o intuito de preencher os vazios e assim expulsar o ar entre as partículas. Após esta primeira “percolação”, realiza-se a percolação convencional, da base para o topo, com uma pressão na célula de 20 kPa e uma contrapressão de 10 kPa na base do provete e zero no seu topo.

A percolação deverá ser mantida até que o volume percolado seja cerca de 100 ml.

4.4.2. SATURAÇÃO

A saturação do provete é executada através da aplicação de pressões neutras, ou intersticiais, gradualmente crescentes, mantendo a tensão efetiva constante. Isto possibilita a eliminação da fase gasosa que se encontra na amostra e nas linhas de pressão neutra do sistema de ensaio (Fonseca, 2009).

Portanto, a saturação do provete é uma fase complementar à anterior, visto que partilham o mesmo objetivo. Isto é, em ambas se pretende expulsar as partículas de ar no interior do provete. No entanto, existem diferenças ao nível das dimensões das mesmas, ou seja, na percolação são removidas as partículas relativamente grandes de ar, já a saturação remove aquelas de menores dimensões que ainda permanecem no interior da amostra.

O recurso ao CO₂, durante a percolação, pretende a substituição do ar. Este, com o aumento das pressões, durante a fase da saturação, permite uma rápida dissolução das partículas de CO₂ na água.

Nos ensaios realizados no âmbito desta dissertação, a saturação foi iniciada com uma tensão de confinamento (CP) de 20 kPa que foi linearmente incrementada até ao valor de 510 kPa. O valor das tensões efetivas, ou seja da diferença entre CP e BP, foi mantido aproximadamente constante ao longo de todo o processo com um valor de 10 kPa. O aumento gradual das tensões foi feito de forma automática através de softwares desenvolvidos na FEUP em ambiente LabVIEW ou conseguido a partir de reguladores de ar automáticos ou, ainda, utilizando GDS's.

A saturação dá-se por concluída quando se considera que o provete está completamente saturado. Os métodos utilizados para avaliação do grau de saturação passam pela leitura do parâmetro B de Skempton e pela determinação da velocidade das ondas P no final desta fase.

O parâmetro de Skempton, ou de pressão neutra (B), representa uma razão entre tensões incrementais, ou seja, a razão entre o excesso de pressão neutra e o incremento de tensão total responsável pela geração do primeiro. Este parâmetro mede a resposta do sistema quando se dá um incremento brusco de tensão isotrópica na câmara de valor $\Delta\sigma_3$ e se mantém a válvula de drenagem fechada. Caso a amostra se encontre totalmente saturada, o aumento de pressões impostas no interior do provete é praticamente todo transmitido para as partículas de água dos poros, isto é, para a pressão neutra. Sabendo que a compressibilidade do esqueleto sólido é muito superior à da água dos poros, praticamente todo o incremento de tensão total é equilibrado por meio de um excesso de pressão neutra, logo $\Delta u \approx \Delta\sigma_3$, advindo um parâmetro B muito próximo da unidade.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4.1)$$

Para determinar este parâmetro em laboratório, é necessário registrar os valores de confinamento e da contrapressão estabilizados após a aplicação das tensões de saturação. De forma a minimizar um eventual erro na leitura das pressões iniciais nos transdutores, foram aplicados incrementos de tensão de 30 kPa. Assim, após o incremento de 30 kPa no valor inicial (final da saturação) de CP, lê-se o novo valor de BP associado às novas condições, mantendo a ligação de BP com o exterior fechada de forma a evitar a sobreconsolidação da amostra. Este processo termina com a reposição dos valores iniciais das tensões CP e BP.

Tal como já foi descrito, o parâmetro B é fruto duma leitura laboratorial, e por isso, acarreta eventuais erros de ordem experimental que impossibilitam que o valor deste seja exatamente igual à unidade quando o provete se encontra saturado. Daí que se considerou um valor mínimo deste parâmetro considerado como aceitável para garantir a saturação da amostra na ordem dos 0,97.

Outra forma de verificação da saturação das amostras é através do registo dos tempos de chegada das ondas longitudinais, ondas P. A análise da velocidade de propagação das ondas P permite fazer a distinção entre o estado de saturação parcial e total. Sendo que estes valores se mantêm constantes até aos últimos níveis de tensões (parâmetro $B \approx 1$), onde sofrem um aumento acentuado, aproximando-se do valor de referência, que corresponde a aproximadamente 1500 m/s, ou seja, a velocidade das ondas de compressão na água.

4.4.3 CONSOLIDAÇÃO

Na fase de consolidação, todo o ar que inicialmente se encontrava na amostra já foi expelido e substituído por partículas de água, reproduzindo, assim laboratorialmente, as condições *in situ* do material ao nível do estado de tensão.

A consolidação consiste no aumento das tensões efetivas, que é conseguida com o aumento da pressão de confinamento e com a estabilização da contrapressão, com o valor inalterado desde a fase final da saturação.

As tensões de confinamento adotadas tiveram em conta a determinação da LEC e a determinação do potencial de liquefação dos materiais estudados.

Do processo de consolidação resulta uma redução de volume, e consequentemente uma redução do índice de vazios. A consolidação dá-se por terminada quando as variações volumétricas do provete estabilizam.

4.4.4. CORTE TRIAXIAL ESTÁTICO

Os ensaios triaxiais realizados com o silte e a mistura foram todos monotónicos e a consolidação do provete isotrópica, o que significa que as tensões vertical e horizontal são iguais. Assim, o coeficiente de impulso K_0 , que representa o estado de tensão efetiva de partida e que depende essencialmente da história geológica do terreno, é igual a 1.

O chamado coeficiente de impulso K_0 , é o parâmetro que é igual à razão da tensão efetiva horizontal de repouso (diferença entre CP e BP no final da fase de consolidação) pela tensão efetiva vertical de repouso e expressa-se da seguinte forma:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.2)$$

O valor de k_0 não é realista tendo em conta o material em estudo, no entanto foi adotado para este tipo de ensaios, uma vez que a prensa utilizada embora seja controlada de forma automática, é difícil de garantir a precisão da força vertical aplicada. Após a fase de consolidação descrita anteriormente, a amostra encontra-se pronta para ser submetida ao corte.

Na fase de corte são aplicadas, tal como o nome indica, tensões de corte, e esta é realizada com deformação controlada, impondo na prensa mencionada neste capítulo, uma velocidade de deslocamento adaptada ao tipo de ensaio a realizar.

Foram realizados ensaios em condições drenadas (CID) e outros em condições não drenadas (CIU).

Os ensaios não drenados são realizados a partir da imposição da deformação axial. Isto é, fechadas as ligações da amostra com o exterior, a prensa é ligada e é imposto um movimento ascendente na câmara que conduz o provete ao encontro do êmbolo. O êmbolo, que se encontra imóvel, aplicará uma determinada força na amostra em resposta ao movimento realizado pela mesma.

Como a amostra está saturada e as ligações com o exterior estão cortadas, nestes ensaios são nulas as variações volumétricas. Desta forma, o índice de vazios mantém-se constante ao longo de toda a fase de corte.

Os ensaios drenados podem ser realizados com deformação controlada ou com controlo por força, sempre com as ligações da amostra ao exterior abertas e com recurso ao medidor volumétrico.

Para a aquisição de dados foi utilizado um programa designado por LabVIEW. Este software permite o controlo e monitorização dos ensaios, bem como a aquisição em intervalos de tempo muito reduzidos, importantes para uma melhor compreensão das variações de pressões, deslocamentos relativos, força aplicada entre outros.

Quanto aos ensaios triaxiais utilizando a areia de Aveiro, a consolidação foi anisotrópica sendo o coeficiente de impulso K_0 igual a 0,5 e o corte em condições não drenadas (CIU).



a)



b)

Fig. 4.19 a) Corte triaxial estático num provete de silte com um *suction probe* aplicado; b) Provete de mistura após a fase de corte.

Após a fase de corte, os provetes testados nas câmaras desprovidas de *benders* foram congelados. Esta técnica de congelação, proposta por Sladen e Handford (1987), permite obter com maior precisão o valor do índice de vazios final, uma vez que o provete se mantém praticamente intacto, sendo a perda de material associada à desmontagem do ensaio muito reduzida. Desta forma, através de uma boa e célere avaliação da quantidade de água no provete (logo do teor em água), obtém-se o índice de vazios “exato” correspondente ao final do corte. Pela soma das variações de volume, registadas previamente pelo sistema de aquisição, pode ser calculado o índice de vazios para qualquer fase até ao início da consolidação. O índice de vazios final é determinado assumindo a saturação completa da amostra e pela expressão clássica:

$$G_w = Se \quad (4.3)$$

Em que:

- G : é a densidade das partículas;
- w : é o teor em água;
- S : é o grau de saturação a 100%;
- e : é o índice de vazios.

5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1. ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÓNICOS

5.1.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

No âmbito deste estudo, foram realizados cinco ensaios triaxiais estáticos utilizando o silte, cinco com mistura e um único ensaio de altas pressões com a areia de Osório. Adicionalmente foram realizados dois ensaios triaxiais com a areia proveniente da cidade de Aveiro, Portugal. Para além dos ensaios mencionados, foram realizados mais alguns que não foram concluídos devido a alguns contratempos que serão posteriormente referidos.

Na preparação do material procurou-se obter um índice de vazios (e) e um teor em água (w) como o que se descreve no quadro 5.1.

Quadro 5.1 Valores do índice de vazios e do teor em água pretendidos para cada material.

Origem	Material	Técnica de preparação da amostra	e	w (%)
Osório	Silte	<i>Moist tamping</i>	1,3	11,5
Osório	Areia	<i>Moist tamping</i>	0,8	5
Osório	Mistura	<i>Moist tamping</i>	1,2	8,6
Osório	Mistura – Altas Pressões	<i>Dry pluviation</i>	0,6	0
Aveiro	Areia	<i>Moist tamping</i>	0,55	5

As condições referentes ao material proveniente da cidade de Osório foram idealizadas com o objetivo de se depositar o material no seu estado mais solto, não só para facilitar a obtenção da LEC mas também porque o próprio material tenderá a ter uma fábrica própria uma vez que durante o processo de percolação e saturação se verifica uma variação volumétrica bastante significativa. Todos estes ensaios foram realizados com consolidações isotrópicas.

O processo de moldagem utilizado foi semelhante ao descrito no quarto capítulo.

De forma a determinar as condições reais dos ensaios, após a montagem do provete são medidas as suas dimensões reais que permitem definir o volume da amostra. Como é conhecida a massa de material utilizada, determina-se o peso volúmico através da expressão 5.1.

$$\gamma = \frac{W}{V_0} \times 9,80 \quad (5.1)$$

Em que:

- γ : é o peso volúmico da amostra (kN/m^3);
- W : é o peso do solo húmido (g);
- V_0 : é o volume real da amostra (cm^3).

Quando é efetuada a montagem da amostra, ocorre uma diminuição do teor em água como consequência de uma natural evaporação. Para controlar o valor real obtido, no final da moldagem, são recolhidas duas amostras do material sobranter. A partir destas, o verdadeiro teor em água pode ser determinado utilizando a expressão 5.2.

$$w_{real}(\%) = \frac{W - W_d}{W_d} \times 100 \quad (5.2)$$

Em que:

- w_{real} : é o teor em água real da amostra no final da moldagem;
- W : é o peso do solo húmido;
- W_d : é o peso do solo seco.

Como estes parâmetros variam, ainda que ligeiramente, há também uma alteração no valor do índice de vazios. O índice de vazios, e_0 , no final da preparação, pode ser determinado através da expressão 5.5, que resulta da conjugação das expressões (5.3) e (5.4).

$$\gamma = \gamma_s \times \frac{1 + w}{1 + e_0} \quad (5.3)$$

$$\gamma_s = \gamma_w \times G \quad (5.4)$$

$$e_0 = G \times \frac{\gamma_w(1 + w)}{\gamma} - 1 \quad (5.5)$$

Em que:

- γ : é o peso volúmico da amostra (kN/m^3);
- γ_s : é o peso volúmico das partículas (kN/m^3);
- γ_w : é o peso volúmico da água (kN/m^3);
- G : é a densidade das partículas;

- e_0 : é o índice de vazios no final da moldagem.

Os valores reais obtidos após moldagem para o silte são apresentados no quadro 5.2.

Quadro 5.2 Condições iniciais obtidas para a realização dos ensaios triaxiais monotónicos com silte.

Ensaio	Tipo de corte	w (%)	p' (kPa)	e_0	e_f	Duração do corte (minutos)
S1	CID	12,66	150	1,25	0,72	ND
S2	CID	11,5	150	1,18	0,69	15
S3	CID	10,60	150	1,15	0,70	7
S4	CID	10,99	66	1,21	0,75	7
S5	CID	10,88	25	1,13	0,81	7

ND: não determinado

No caso da mistura, os valores reais obtidos após moldagem são expostos no quadro 5.3.

Quadro 5.3 Condições iniciais obtidas para a realização dos ensaios triaxiais monotónicos com a mistura.

Ensaio	Tipo de corte	w (%)	p' (kPa)	e_0	e_f
M1	CIU	7,68	265	1,06	0,52
M2	CIU	7,76	1000	0,93	0,54
M3	CID	7,95	600	0,98	0,51
M4	CID	8,07	600	0,96	0,67
M5	CID	8,25	10000	0,60	0,47

O ensaio triaxial de altas pressões realizado com areia de Osório, obteve após moldagem os seguintes valores:

Quadro 5.4 Condições iniciais obtidas para a realização do ensaio triaxial de altas pressões com a areia.

Ensaio	Tipo de corte	w (%)	p' (kPa)	e_0	e_f
A1	CID	4,42	9803	0,64	0,46

Os valores reais obtidos após moldagem para a areia de Aveiro são apresentados no quadro 5.5.

Quadro 5.5 Condições iniciais obtidas para a realização dos ensaios triaxiais monotônicos com a areia de Aveiro

Ensaio	Tipo de corte	w (%)	p' (kPa)	e ₀	e _f
AV1	CIU	5	105	0,55	0,54
AV2	CIU	5	87	0,56	0,53

5.1.2. APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

5.1.2.1. Ensaios com amostras de silte

De seguida, apresentam-se os resultados dos ensaios triaxiais monotônicos parcialmente drenados com amostras de silte, plotados em gráficos ϵ_a -q e ϵ_a - ϵ_v , em que ϵ_a representa a extensão axial e ϵ_v a deformação volumétrica sofrida pelo provete ao longo da fase de corte e q a tensão de desvio definida a partir da expressão 5.6:

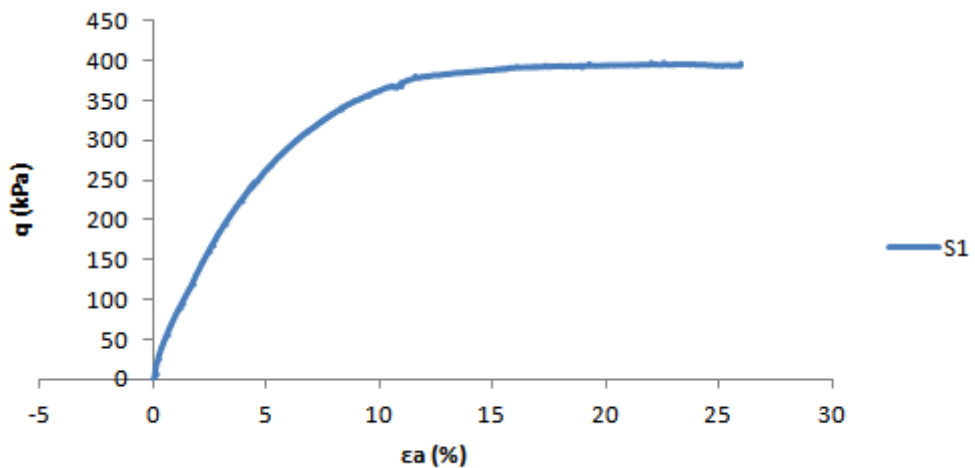
$$q = \sigma'_v - \sigma'_h \quad (5.6)$$

O corte dos ensaios “S3”, “S4” e “S5” teve uma duração de 7 minutos, o “S2” de 15 minutos e o “S1” foi mais demorado que os restantes.

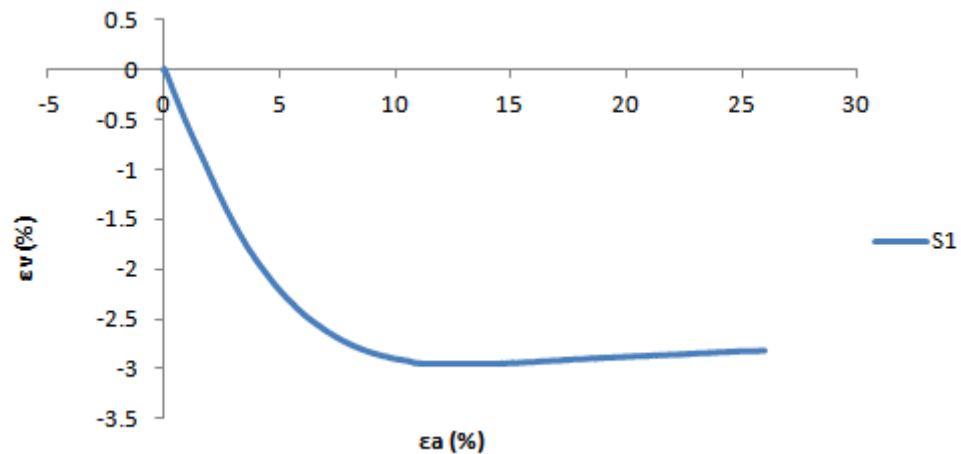
O ensaio “S1” foi realizado com uma tensão de confinamento de 150 kPa.

Como se pode verificar a partir da Fig. 5.1, ao ser carregada a amostra apresentou um aumento na tensão de desvio atingir um nível de estabilização.

A variação de volume estabilizou aquando de uma extensão axial de 11%, ou seja, a amostra continuou a deformar mantendo o seu volume e a tensão de desvio aproximadamente constante, sinal claro de que se atingiu o estado crítico. O tempo de corte deste ensaio não foi suficientemente elevado para o desencadeamento da geração parcial de excessos de pressão, pelo que o seu comportamento foi puramente drenado.



a)

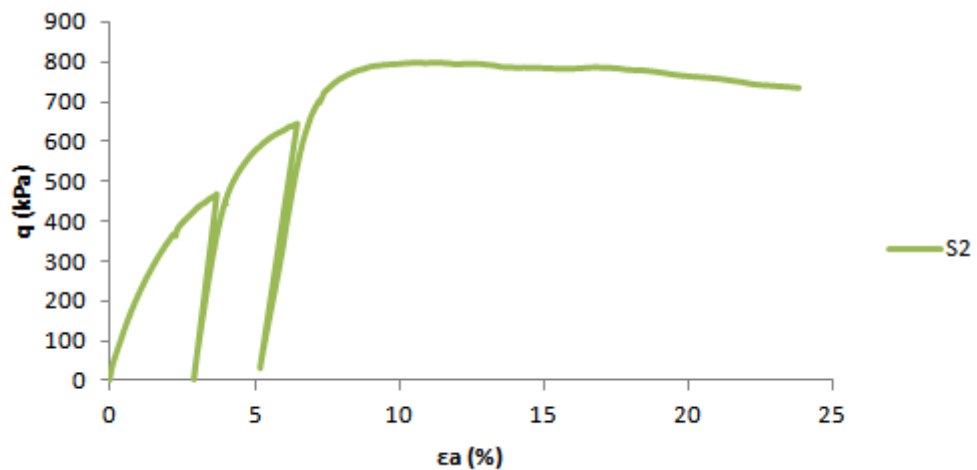


b)

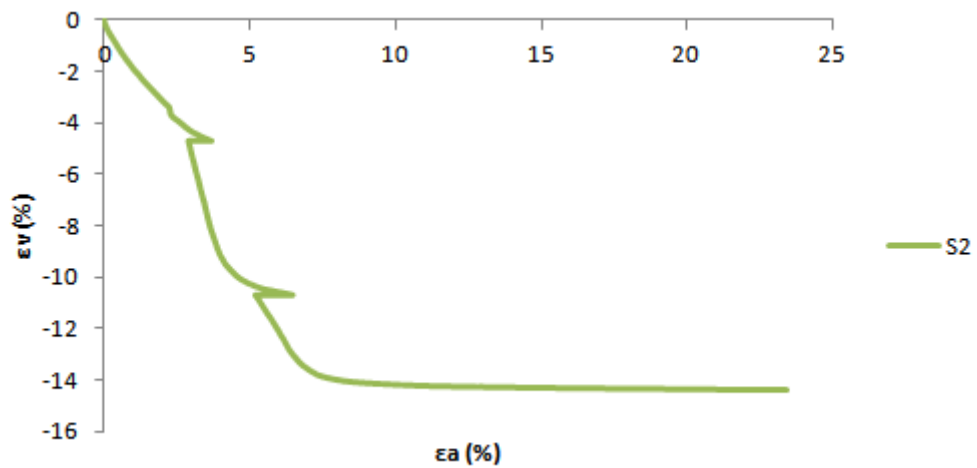
Fig. 5.1 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio S1 ($\sigma'_c=150$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio S1 ($\sigma'_c=150$ kPa).

No ensaio “S2” foi imposta uma tensão de consolidação idêntica à do “S1”, ou seja, de 150 kPa. E a velocidade de corte não foi, igualmente, suficientemente elevada para gerar excessos de pressão assim, este ensaio equivale a um comportamento típico de um ensaio drenado, neste caso, com três ciclos de carga. Este ensaio foi prolongado até uma extensão axial de aproximadamente 24% conseguindo-se, similarmemente ao “S1”, atingir o estado crítico.

Na Fig. 5.2 observa-se a evolução da tensão de desvio em relação à extensão axial. A tensão de desvio aumenta com a deformação axial até atingir um patamar de estabilização e em simultâneo, ocorre uma alteração volumétrica significativa até se atingir, também, um nível de estabilização.



a)

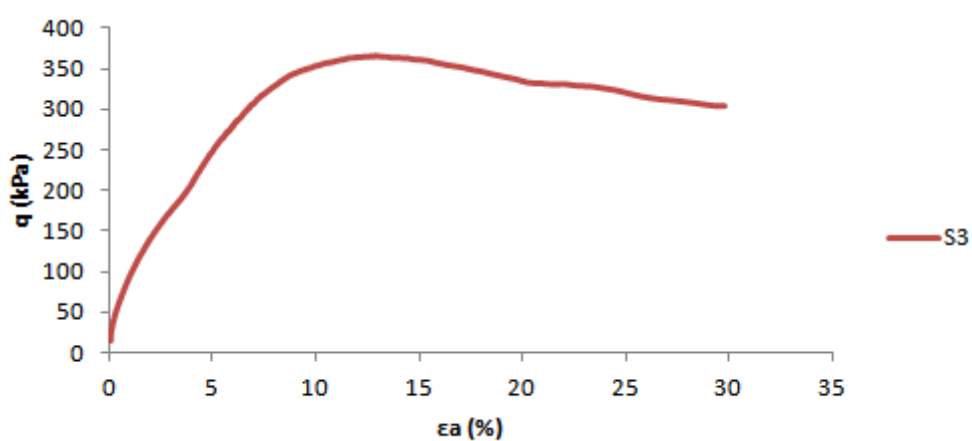


b)

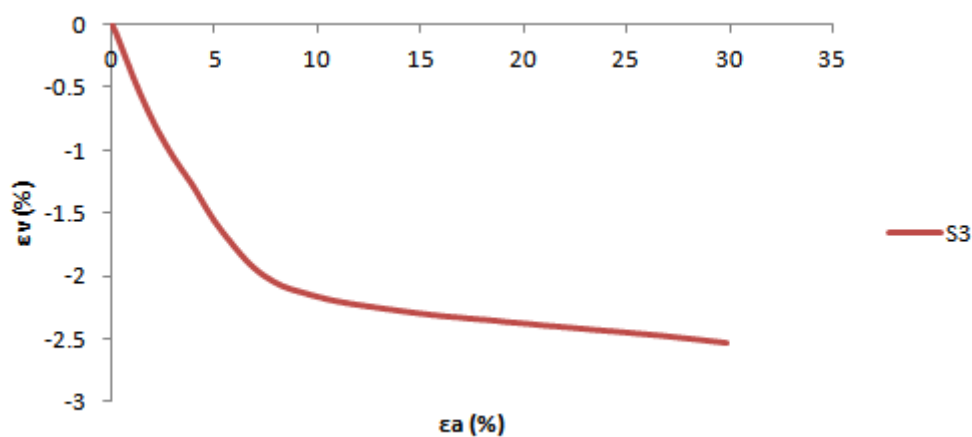
Fig. 5. 2 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio S2 ($\sigma'_c=150$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio S2 ($\sigma'_c=150$ kPa).

No ensaio “S3” (Fig. 5.3) a tensão de consolidação imposta foi de 150 kPa e este ensaio atingiu uma extensão axial de aproximadamente 30%, não se alcançando porém o estado crítico.

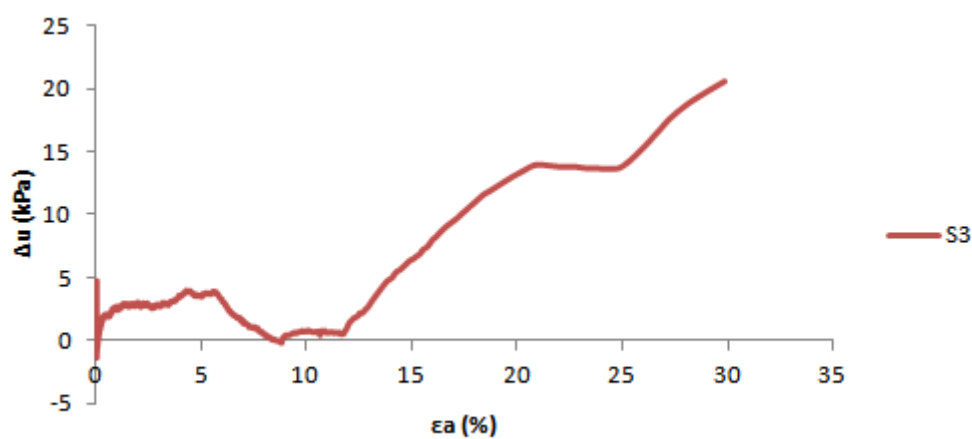
Pela Fig. 5.3 a) é possível observar-se um aumento da tensão de desvio em relação à extensão axial, demonstrando um pico para uma extensão axial de aproximadamente 13%, seguindo-se duma ligeira diminuição no valor da tensão de desvio. Simultaneamente, ocorre uma alteração volumétrica significativa até aproximadamente 8% de extensão axial, seguindo-se de uma extensão volumétrica menos significativa, não sendo, no entanto, atingido qualquer patamar de estabilização. Neste ensaio averigua-se que o tempo de corte já foi suficientemente elevado para a geração de excessos de pressão, tal como se pode observar pela Fig. 5.3 c). Posteriormente o ensaio influiu para a LEC, através da diminuição do seu volume. No entanto devido à ausência de um patamar de estabilização conjectura-se a ocorrência de um descolamento do *suction probe* da parede da membrana, ocorrendo uma entrada de água da câmara para o interior do provete.



a)



b)



c)

Fig. 5.3 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio S3 ($\sigma'_c=150$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio S3 ($\sigma'_c=150$ kPa); c) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial do ensaio S3 ($\sigma'_c=150$ kPa).

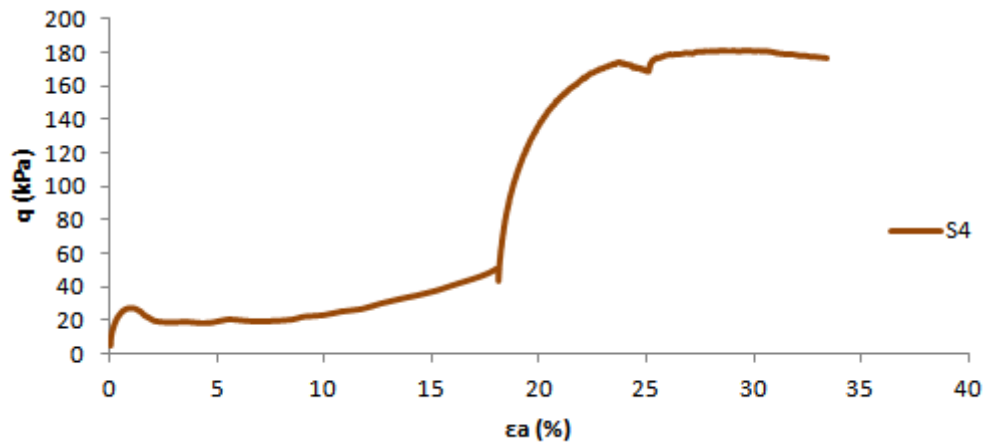
No ensaio “S4” (Fig. 5.4) a tensão de consolidação imposta foi de apenas 66 kPa e a duração do corte de 7 minutos, pelo que quando foi submetido ao corte, o provete liquefez, uma vez que não tinha capacidade para drenar os excessos de pressão inicialmente gerados. Posteriormente adquire aptidão de drenagem assumindo um comportamento típico de um ensaio drenado e tende para o estado crítico. Na Fig. 5.4 c) pode-se observar os excessos de pressão neutra gerados até uma extensão axial de aproximadamente 18%, diminuindo posteriormente à medida que este ensaio progride em direção à LEC. Estes dois troços distintos equivalem a dois comportamentos distintos do ensaio, um primeiro equivalente a um ensaio parcialmente drenado, caracterizado por uma instabilização momentânea, e um segundo com um comportamento típico de um ensaio drenado.

O ensaio “S4” atingiu uma extensão axial de aproximadamente 33% e como se pode observar pela Fig. 5.4, inicialmente verifica-se um aumento da tensão de desvio em relação à extensão axial, demonstrando um pico para uma extensão axial de aproximadamente 0,5%, seguindo-se duma ligeira diminuição no valor da tensão de desvio. Este primeiro troço do ensaio corresponde a um comportamento típico de liquefação do provete, caracterizado por um pico e por uma subsequente perda de resistência associada à geração de elevados excessos de pressão. Posteriormente, quando adquire capacidade para drenar os excessos de pressão inicialmente gerados, ocorre um aumento bastante pronunciado da tensão de desvio até atingir um patamar de estabilização (tendencialmente para o estado crítico). Também a extensão volumétrica acompanha o comportamento do provete, verificando-se uma variação volumétrica expressiva com um tendência para uma posterior estabilização no momento em que o ensaio apresenta um comportamento tipicamente drenado. No entanto, e uma vez que não foi visível uma estabilização da extensão volumétrica em relação à deformação axial, considerou-se que a amostra não atingiu o estado crítico.

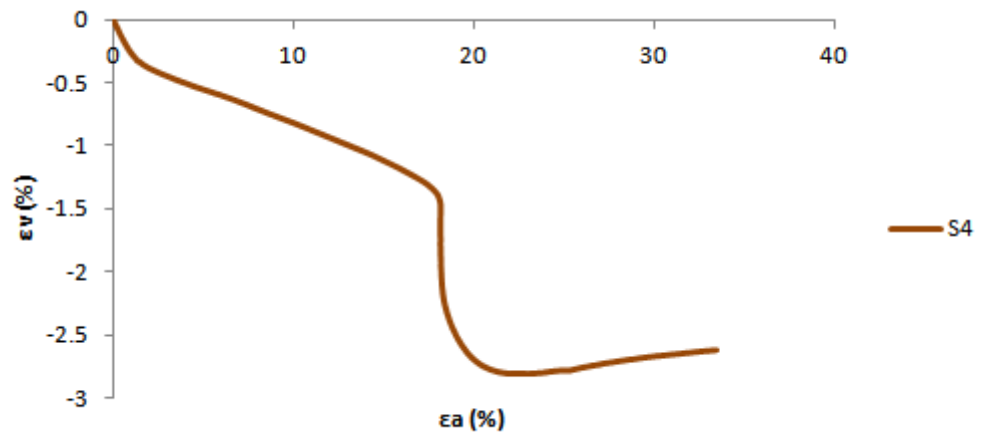
O ensaio “S5” (Fig. 5.5) foi submetido a tensões de confinamento muito baixas (25 kPa) e a um corte com a duração de apenas 7 minutos, pelo que apresenta um comportamento inicial semelhante ao do ensaio “S4”, ou seja, o provete liquefaz já que não tem capacidade para drenar os excessos de pressão inicialmente gerados. Posteriormente, vai adquirindo, de uma forma mais lenta que o ensaio “S4”, capacidade de drenagem demonstrando uma tendência para assumir um comportamento tipicamente drenado. Os excessos de pressão gerados, correspondente à “quase” anulação da tensão efetiva, são típicos do comportamento de um solo liquefeito (Fig. 5.5 c)).

A extensão axial atingida pelo ensaio “S5” foi de, aproximadamente, 29%. Pela Fig. 5.5 a) é possível observar-se uma tensão de desvio de pico muito pouco pronunciada para uma extensão axial muito pequena, seguindo-se uma ligeira perda de resistência. Posteriormente verifica-se um ligeiro aumento, embora com pequenas oscilações, da tensão de desvio até se atingir, aproximadamente, 26% de extensão axial. A partir desse valor de extensão axial assiste-se a um grande aumento da tensão de desvio sugerindo que estaria próximo o valor de pico.

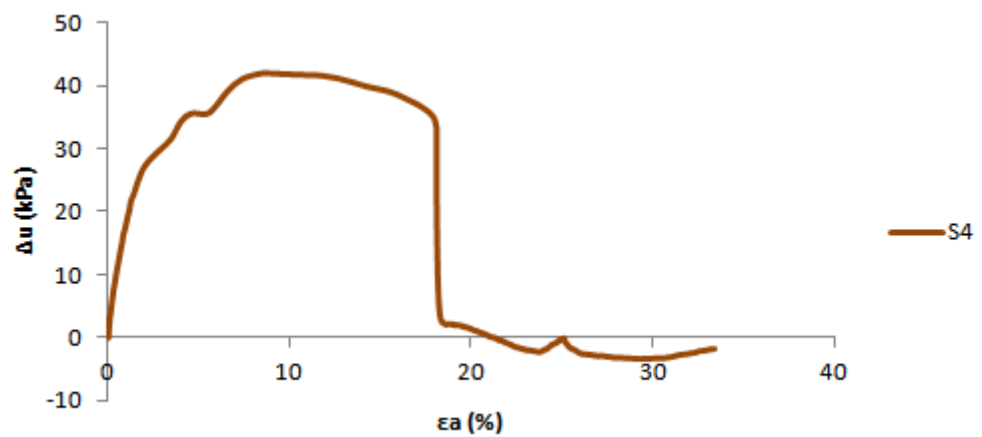
Quanto à deformação volumétrica, verifica-se uma pequena alteração para uma extensão axial de diminuta representação mantendo-se constante até 26% de extensão axial. Posteriormente assiste-se a uma alteração volumétrica bastante expressiva típica de um comportamento drenado.



a)

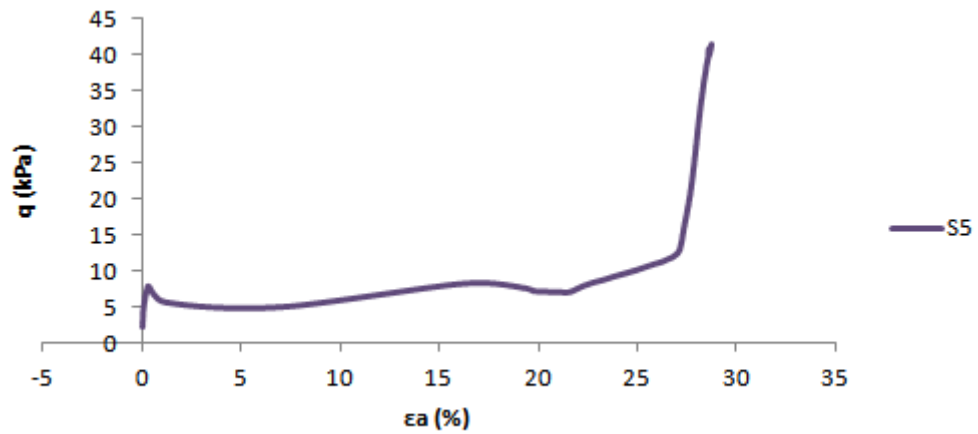


b)

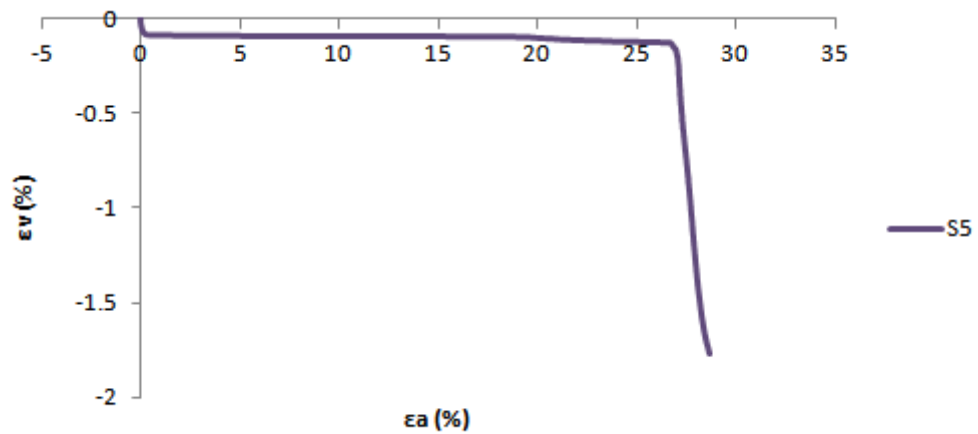


c)

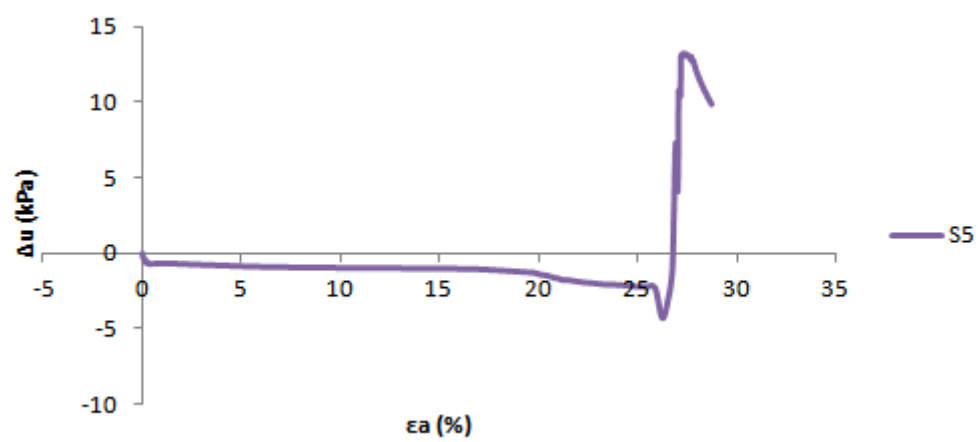
Fig. 5.4 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio S4 ($\sigma'_c=66$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio S4 ($\sigma'_c=66$ kPa); c) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial do ensaio S4 ($\sigma'_c=66$ kPa).



a)



b)



c)

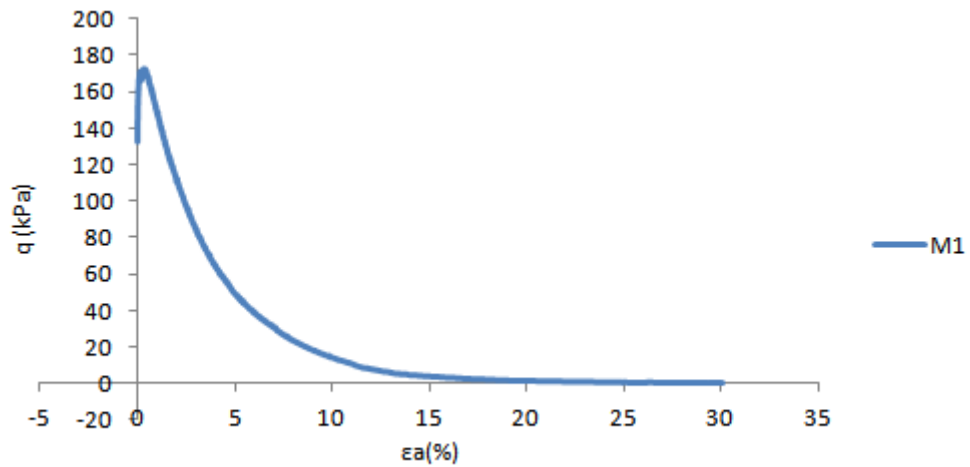
Fig. 5.5 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio S5 ($\sigma'_c=25$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio S5 ($\sigma'_c=25$ kPa); c) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial do ensaio S5 ($\sigma'_c=25$ kPa).

5.1.2.2. Ensaaios com amostras de mistura

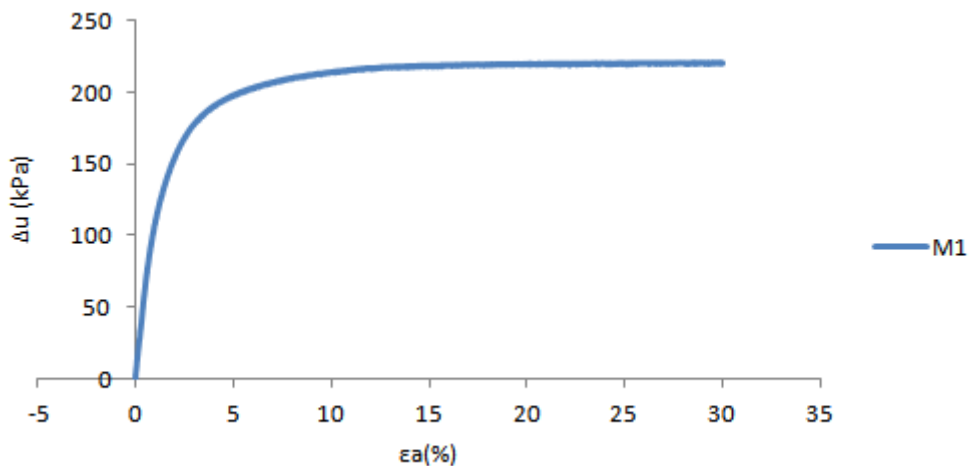
Em seguida, apresentam-se os resultados dos ensaios triaxiais monotônicos não drenados com amostras de mistura, plotados em gráficos ϵ_a - q e ϵ_a - Δu , em que ϵ_a representa a extensão axial e ϵ_v a deformação volumétrica sofrida pelo provete ao longo da fase de corte e q a tensão de desvio. Os ensaios não drenados estão plotados em gráficos ϵ_a - q e ϵ_a - Δu , onde Δu é o excesso de pressão neutra gerada durante o corte.

O ensaio “M1” foi realizado com uma tensão de confinamento de 265 kPa.

Como se pode verificar a partir da Fig. 5.6, durante o corte a amostra apresenta um aumento da tensão de desvio até atingir o pico para uma extensão axial muito baixa, reduzindo-se a zero após a anulação da tensão efetiva média.



a)



b)

Fig. 5.6 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio M1 ($\sigma'_c=265$ kPa); b) Relação Excesso de pressão neutra gerada - Extensão axial do ensaio M1 ($\sigma'_c=265$ kPa).

O ensaio “M2” foi realizado com uma tensão de confinamento de 1000 kPa.

Pela análise da Fig. 5.7 é possível entender que durante o corte, a amostra apresenta uma redução na tensão de desvio até chegar a um nível de estabilização (tendencialmente para o estado estável).

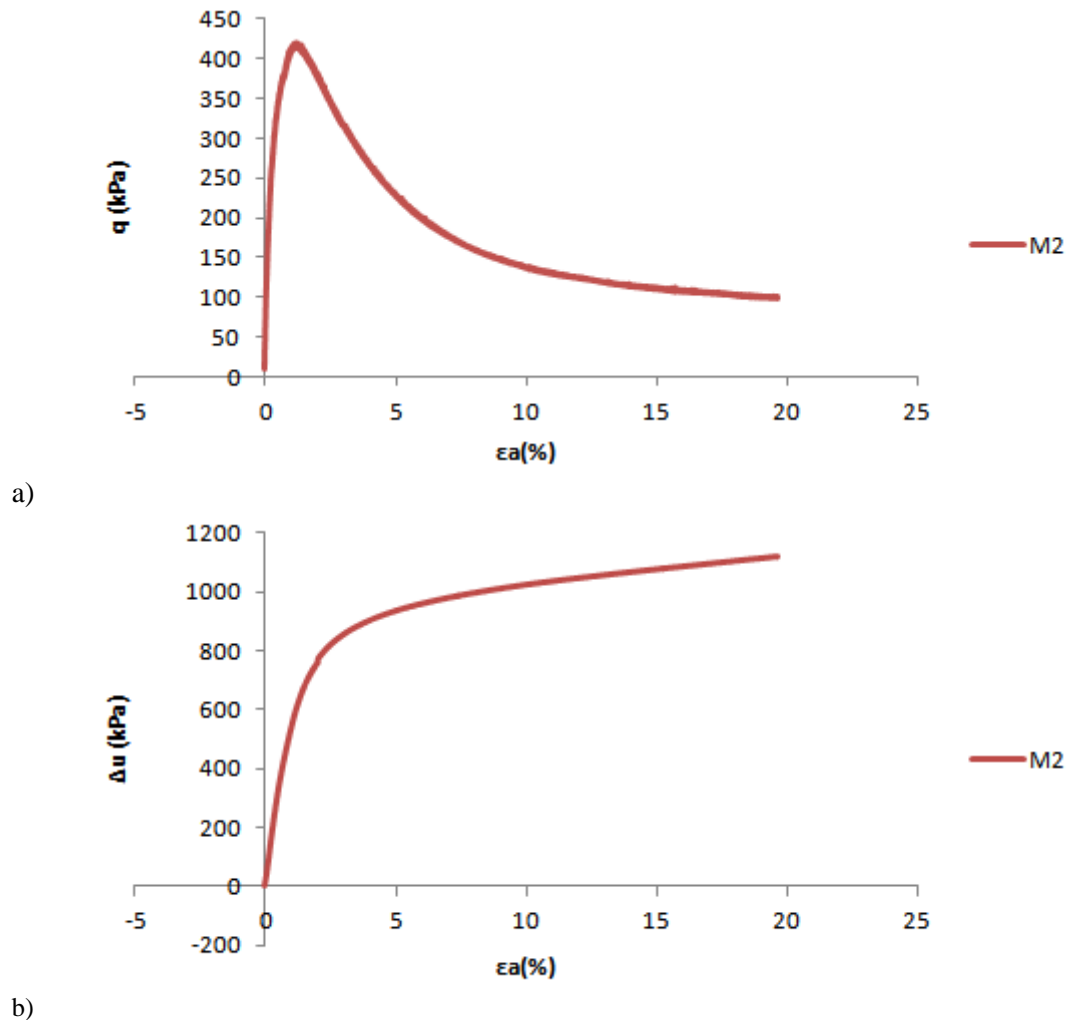
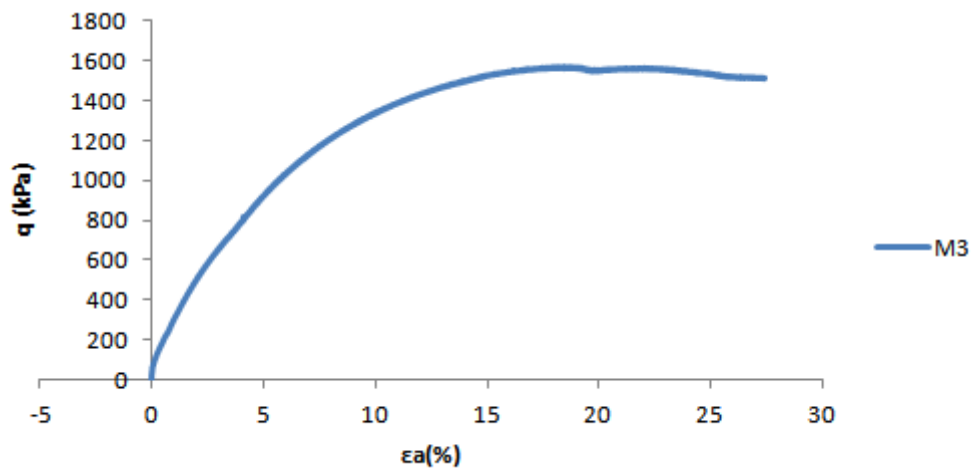


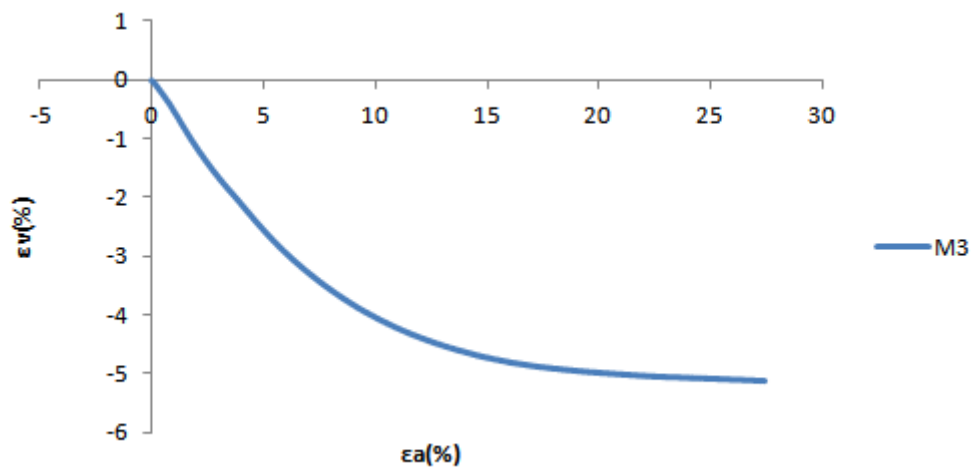
Fig. 5.7 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio M2 ($\sigma'_c=1000$ kPa); b) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial do ensaio M2 ($\sigma'_c=1000$ kPa).

O ensaio drenado “M3” foi submetido a uma tensão de confinamento de 600 kPa, e como se pode verificar a partir da Fig. 5.8, a amostra durante o corte apresentou um comportamento tipicamente drenado para um solo solto, ou seja, um aumento na tensão de desvio até atingir um nível de estabilização. Também a extensão volumétrica acompanha o comportamento do provete, verificando-se uma variação volumétrica expressiva até ser atingido um patamar de estabilização

Este ensaio foi prolongado até uma extensão axial de aproximadamente 27% conseguindo-se atingir o estado crítico.



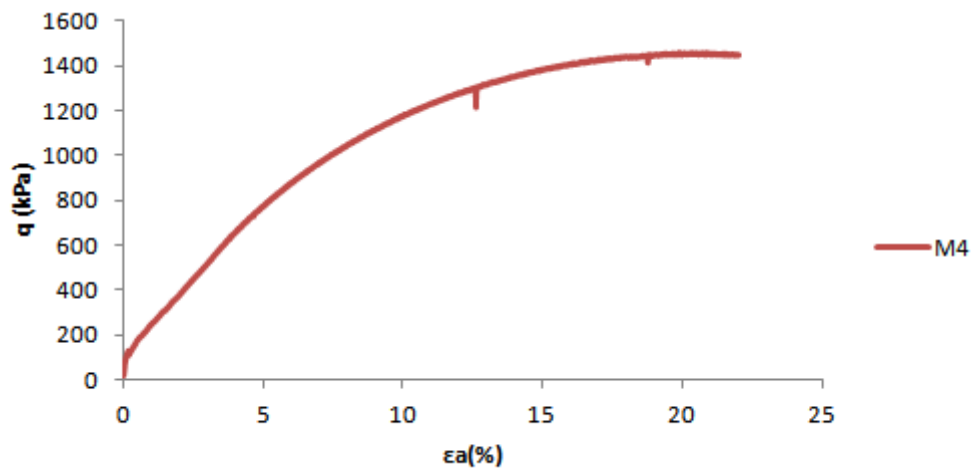
a)



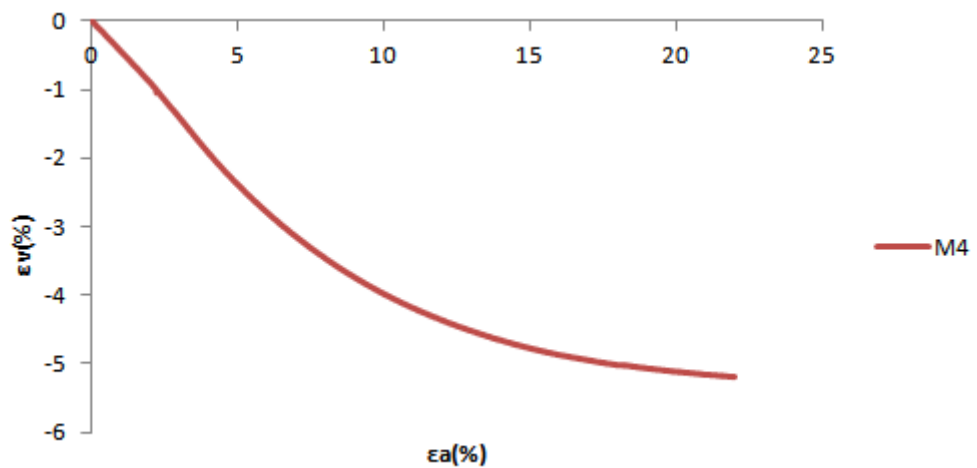
b)

Fig. 5.8 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio M3 ($\sigma'_c=600$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio M3 ($\sigma'_c=600$ kPa).

O ensaio drenado “M4” foi submetido a uma tensão de confinamento idêntica à do “M3”, ou seja, de 600 kPa. Também comportamento do ensaio “M4” foi análogo ao do “M3”. Este atingiu uma extensão axial de aproximadamente 22% atingindo também o estado crítico.



a)

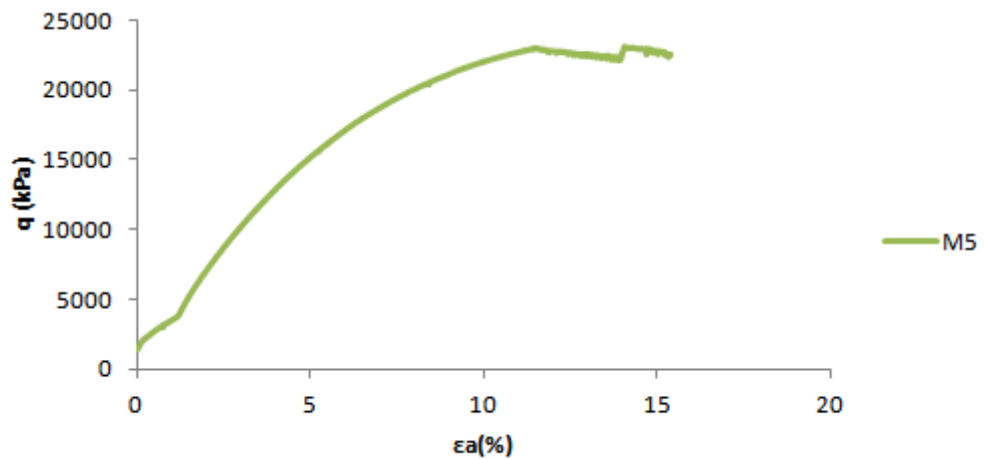


b)

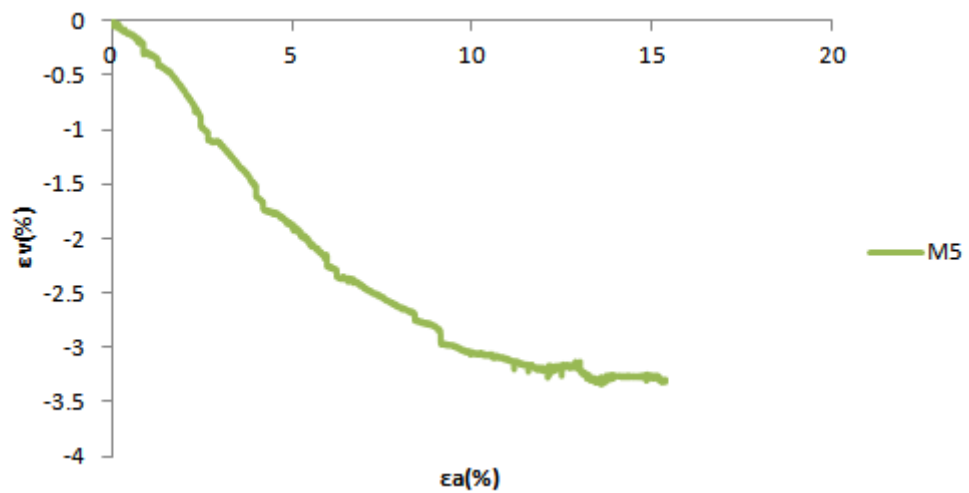
Fig. 5.9 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio M4 ($\sigma'_c=600$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio M4 ($\sigma'_c=600$ kPa).

O ensaio de altas pressões “M5” foi submetido a uma tensão de confinamento de 10000 kPa (Fig. 5.10). O ensaio foi realizado em condições drenadas, de forma a obter um ponto mais longínquo da LEC. O comportamento típico de um corte drenado, realizado sobre uma amostra de solo solta, apresenta uma tensão de desvio que atinge o seu máximo quando atinge a LEC. O patamar da tensão de desvio é acompanhado igualmente por uma estabilização da extensão volumétrica.

O ensaio “M5” atingiu uma extensão axial de aproximadamente 16% devido à limitação da capacidade da célula de carga e o comportamento drenado foi predominante. Próximo do final do ensaio as torneiras foram fechadas, no entanto, aparentemente o ensaio já se encontrava no estado crítico, uma vez que não se desenvolveram quaisquer excessos de pressão.



a)



b)

Fig. 5.10 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio M5 ($\sigma'_c=10000$ kPa); b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio M5 ($\sigma'_c=10000$ kPa).

5.1.2.3. Ensaio com amostra de areia de Osório

O ensaio drenado com amostra de areia de Osório “A1” foi de altas pressões e submetido a uma tensão de confinamento de 9803 kPa. Como não se conseguir atingir a extensão axial desejada, recorreu-se ao modelo hiperbólico com o objetivo de determinar o comportamento do mesmo para deformações axiais elevadas (Fig. 5.11 e 5.12).

Da mesma forma, foi necessário determinar o comportamento da extensão volumétrica aquando de deformações axiais superiores às atingidas pelo ensaio, tendo-se seguido uma metodologia semelhante à anterior (Fig. 5.13 e 5.14).

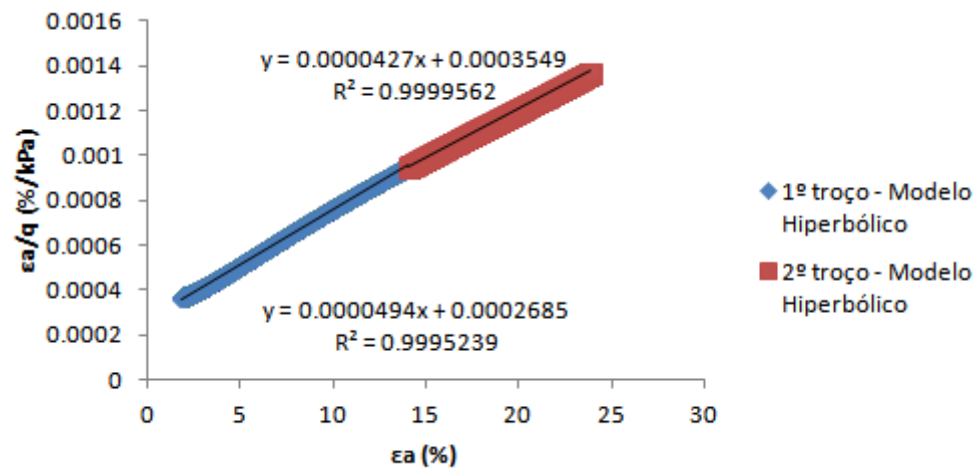


Fig. 5.11 Aplicação do Modelo Hiperbólico ao ensaio A1.

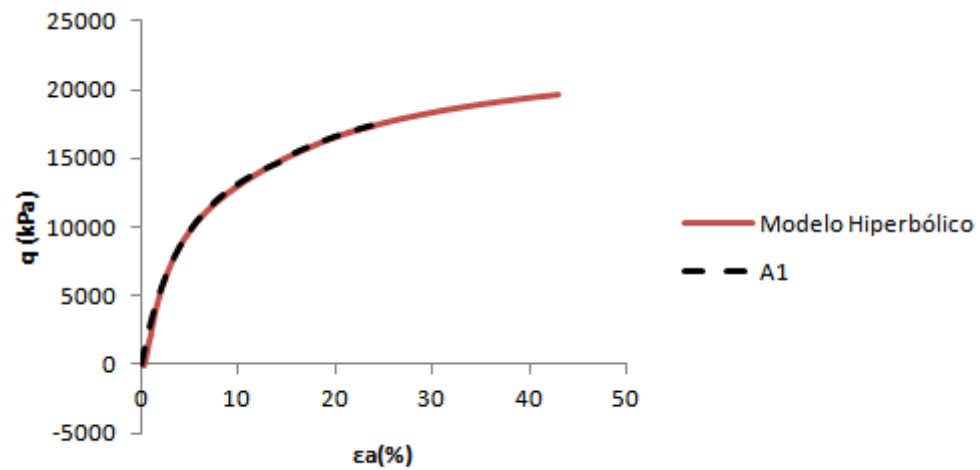


Fig. 5.12 Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio A1 ($\sigma'_c = 9803$ kPa) e relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio A1 ($\sigma'_c = 9803$ kPa) obtida pelo Modelo Hiperbólico.

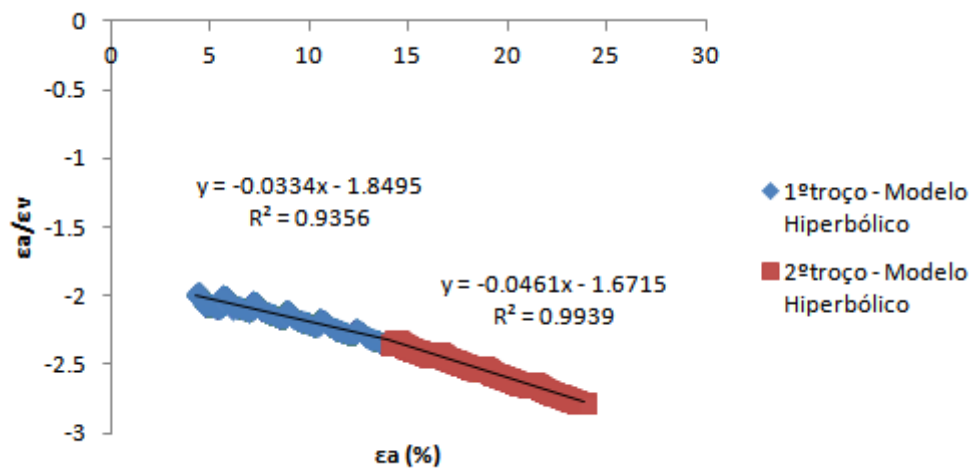


Fig. 5.13 Aplicação do Modelo Hiperbólico ao ensaio A1.

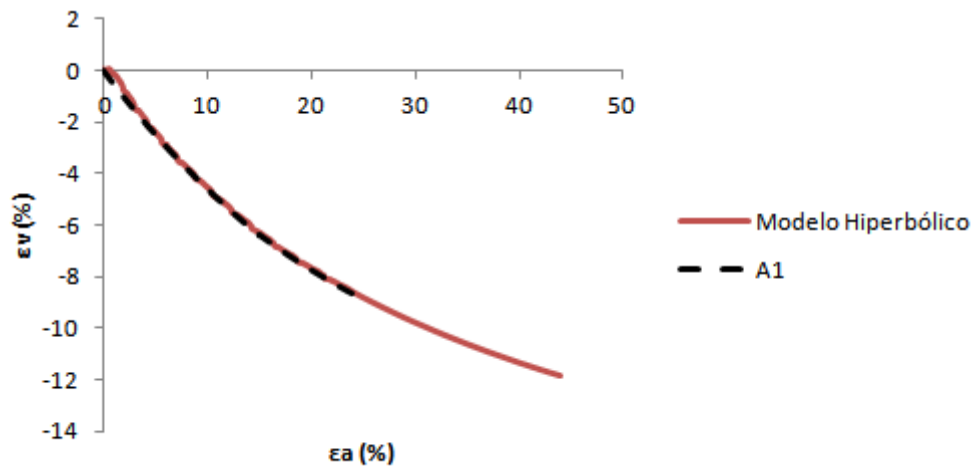


Fig. 5.14 Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio A1 ($\sigma'_c = 9803$ kPa) e relação Extensão volumétrica - Extensão axial do ensaio A1 ($\sigma'_c = 9803$ kPa) obtida pelo Modelo Hiperbólico.

Na Fig. 5.12 e 5.14 apresenta-se a evolução da tensão de desvio e da extensão volumétrica com a extensão axial, respetivamente, complementada pela previsão obtida através do modelo hiperbólico. De notar que o modelo hiperbólico ajustou-se bem ao ensaio original sendo um bom indicador de que este seguiria a trajetória obtida por este modelo.

Se por um lado pôde-se, através da previsão do modelo hiperbólico, observar uma estabilização da tensão de desvio, o mesmo não se pode afirmar relativamente à extensão volumétrica. No sub-capítulo que se segue é apresentada uma hipotética justificação para a não estabilização da extensão volumétrica.

5.1.3. ANÁLISE CONJUNTA DE RESULTADOS E COMPARAÇÃO COM DADOS OBTIDOS A PARTIR DE ESTUDOS ANTERIORES

5.1.3.1. Ensaios com amostras de silte

A Fig. 5.15 apresenta os resultados de todos os ensaios triaxiais realizados com amostras de silte.

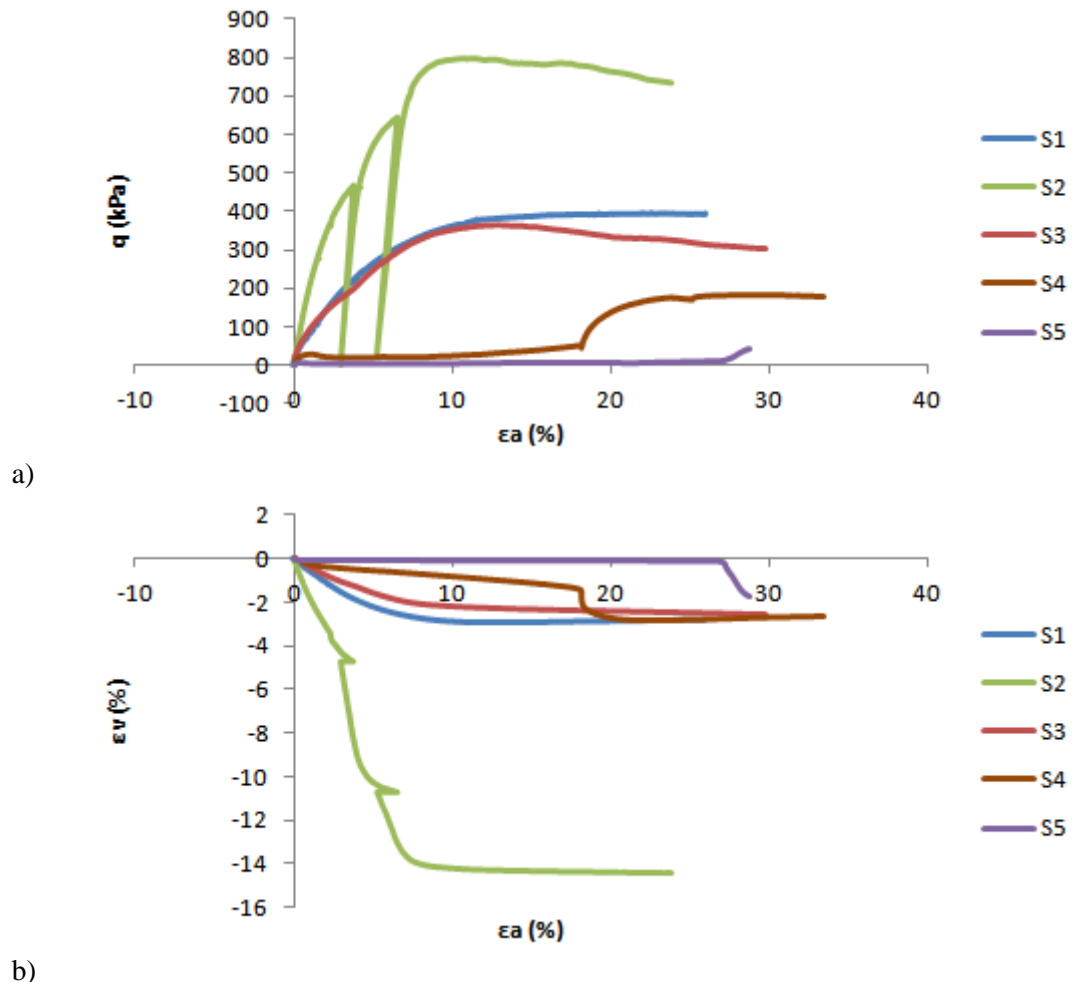


Fig. 5.15 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do conjunto de ensaios; b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do conjunto de ensaios.

A observação conjunta da relação entre a tensão de desvio com a extensão axial e a relação extensão volumétrica com a extensão axial dos cinco ensaios permite verificar que os ensaios “S1” e “S2” apresentam um comportamento tipicamente drenado e atingem o estado crítico. No ensaio “S3”, não se verifica estabilização pelo que não se atinge o estado crítico, embora existam evidências que indicam que tende para esse estado. Os ensaios “S4” e “S5”, como estão sujeitos a tensões de confinamento mais baixas que os restantes e a duração do corte é diminuta, apresentam os dois tipos de comportamentos, uma primeira fase com liquefação parcial e uma segunda durante a qual adquirem capacidade de drenagem dos excessos de pressão gerados, tendendo para o estado crítico.

De seguida, apresentam-se os valores obtidos em gráficos de invariantes de tensões p' e q . A tensão efetiva média de confinamento (p') é definida a partir da expressão:

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (5.7)$$

Enquanto a tensão de desvio (q), como se definiu anteriormente, resulta da diferença entre a tensão efetiva vertical e a tensão efetiva horizontal ($\sigma'_v - \sigma'_h$).

O valor do parâmetro de estado crítico M do silte é de 1,46.

A observação da Fig. 5.16 permite corroborar as análises referidas anteriormente. De facto os ensaios “S1” e “S2” apresentam um comportamento tipicamente drenado e atingem a envolvente de rotura para valores de p' e q elevados. O ensaio “S3” apresenta uma pequena tendência para um comportamento não drenado no início do corte, assumindo, de seguida, um comportamento drenado e na fase final volta a adquirir um comportamento não drenado e assim tende para a rotura. Os ensaios “S4” e “S5”, assumem, inicialmente, um comportamento parcialmente não drenado atingindo a envolvente de rotura para valores de p' muito diminutos, observando-se uma liquefação parcial. Posteriormente adquirem capacidade para drenar os excessos de pressão gerados, adotando um comportamento drenado, exibindo um conseqüente aumento de resistência. De facto unindo o ponto inicial do ensaio ao q último, dos ensaios “S4” e “S5”, corresponderia a uma inclinação com a razão de 1:3, típica dos ensaios drenados.

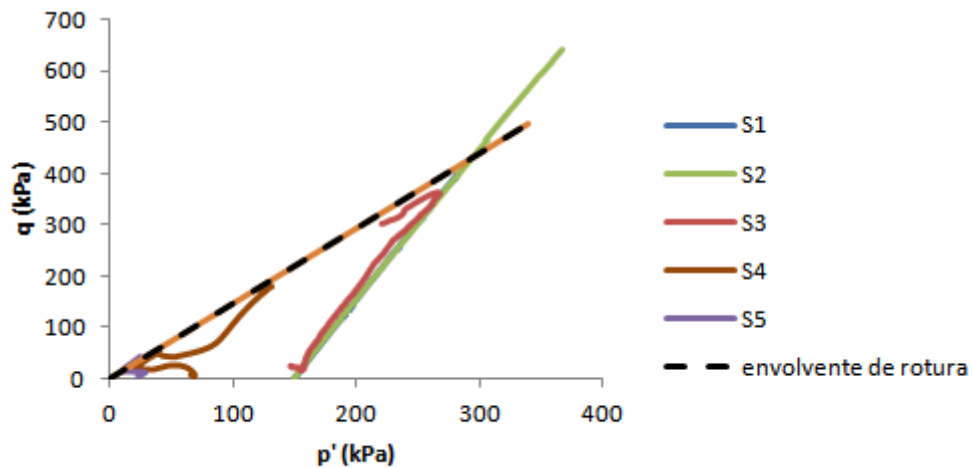


Fig. 5.16 Relação Tensão de desvio - Tensão efetiva média de todos os ensaios de silte.

É possível concluir que a instabilidade está relacionada com a condição de estado inicial do solo, isto é, da tensão de confinamento e da compactidade do solo, a que o provete está submetido, e de um fator adicional, a velocidade do corte.

De seguida, apresentam-se os resultados de todos os ensaios triaxiais, representados no espaço e - p' e no espaço semi-logarítmico e - $\log(p')$, onde e se refere ao índice de vazios e p' à tensão efetiva média de confinamento. Nestes ensaios, o índice de vazios no início do corte foi determinado, por simplificação, pela equação da Linha Normalmente Consolidada (LNC). A existência dos *suction probes* impediu a determinação precisa do índice de vazios inicial, correspondente ao início do corte, devido à inexistência de instrumentação de interna, bem como à impossibilidade de congelamento do material no final do ensaio. Não obstante, a utilização deste equipamento foi imprescindível a uma correta determinação dos excessos de pressão gerados durante o corte parcialmente drenado. Na Fig.

5.17 encontra-se um esquema para a determinação aproximada dos excessos de pressão gerados durante o corte.

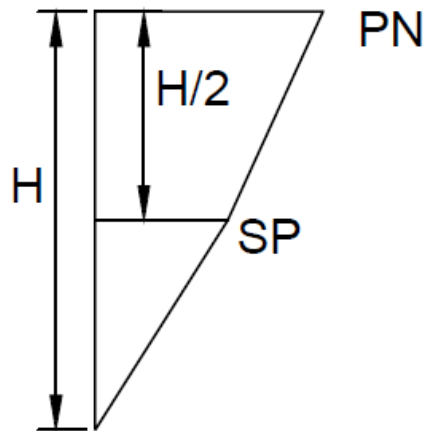


Fig. 5.17 Esquema para a determinação dos excessos de pressão gerados durante o corte.

O valor dos excessos de pressão gerados durante o corte é obtido a partir da expressão:

$$\Delta u = \frac{A}{H} \quad (5.8)$$

Em que:

- A: é a área obtida utilizando o esquema da Fig. 5.17;
- H: é a altura do provete.

A análise da Fig. 5.18 e 5.19 permite, uma vez mais verificar os comportamentos dos cinco ensaios em estudo. Portanto, os ensaios “S1” e “S2” exibem um comportamento estável; o ensaio “S3” apresenta uma pequena instabilidade inicial, após drenar os excessos de pressão manifesta um comportamento estável e volta a apresentar uma instabilidade na fase final do corte e os ensaios “S4” e “S5” apresentam um comportamento tipicamente não drenado numa fase inicial e em seguida ganham estabilidade e tendem para a LEC.

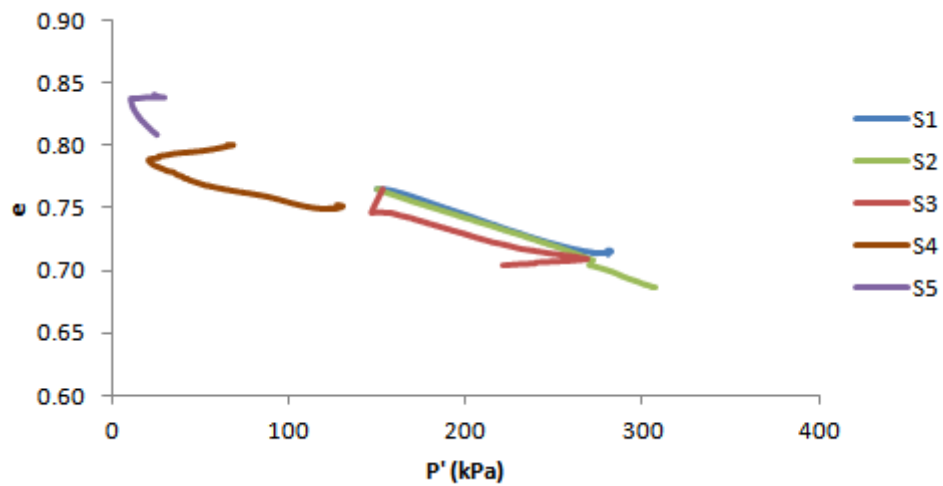


Fig. 5.18 Relação Índice de vazios – Tensão efetiva média de todos os ensaios de silte.

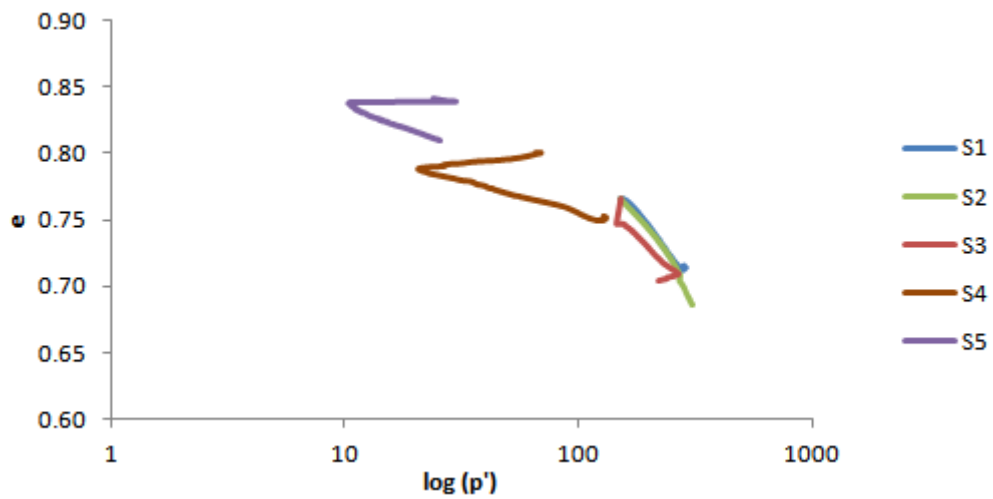


Fig. 5.19 Relação Índice de vazios – Logaritmo da tensão efetiva média de todos os ensaios de silte.

Acrescentando os resultados obtidos para os ensaios cinco ensaios de silte aos obtidos por Bedin (2010) e Soares (2014), foi possível traçar a LEC e a LEE para este material.

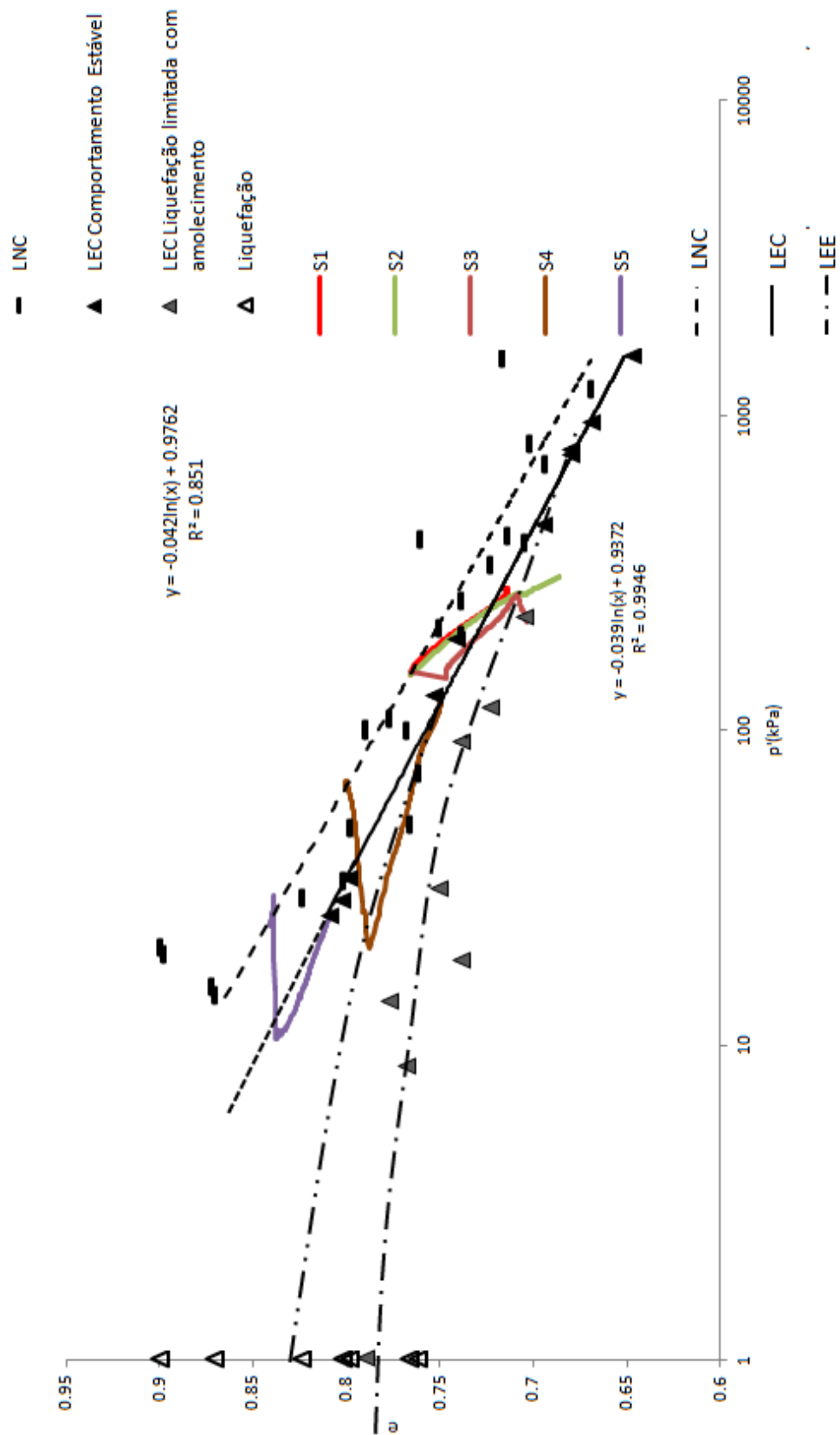


Fig. 5.20 Relação Índice de vazios - Tensão efetiva média de todos os ensaios de silte.

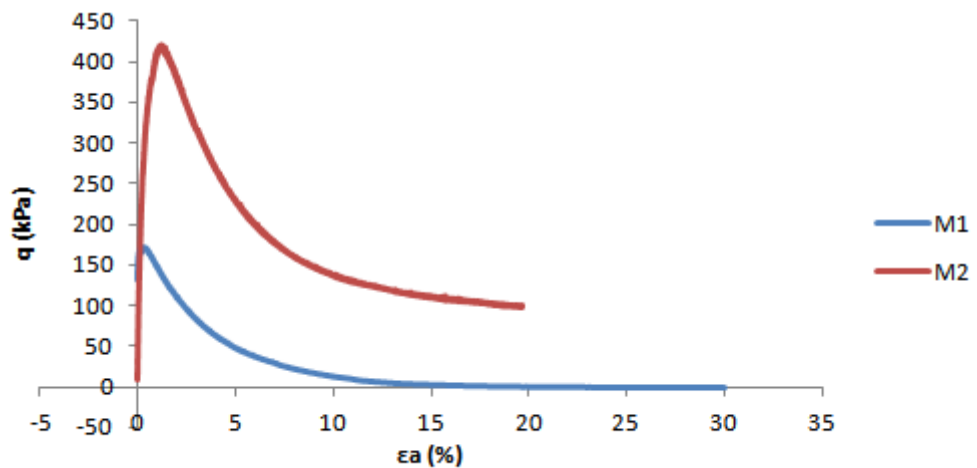
A não convergência dos dois pontos de inflexão dos ensaios “S4” e “S5” acredita-se estar associada à incorreta determinação do índice de vazios inicial visto apresentarem e_0 iniciais um pouco distintos (ver Quadro 5.2).

Todavia acredita-se que ambos os pontos convirjam numa única LEE para uma mesma velocidade de corte. Esta suposição vem corroborar a definição de estado último de Poulos (1981) como sendo o estado em que a massa está em contínua deformação a volume constante, tensões efetivas constantes, tensão de corte constante e velocidade constante. Vem ainda validar os estudos prosseguidos por alguns autores que defendem esta bifurcação, para reduzidas tensões de confinamento (Yamamuro e Lade, 1998; Soares, 2014). Por outro lado vem refutar a suposição de Been e Jefferies (1991, 2006), das diferenças de estado estável e estado crítico, associadas ao termo velocidade, serem tão pequena que os dois pontos se tornam idênticos. Esta assumpção poderá, no entanto, ocorrer para alguns materiais.

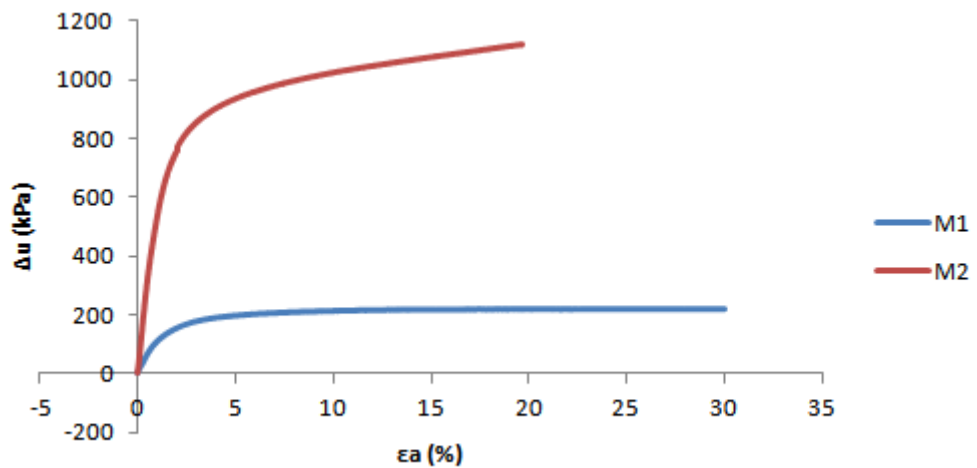
É ainda fundamental referir que a descoberta da existência de influência do termo velocidade no posicionamento da Linha dos Estados Estáveis é de elevada relevância para a comunidade científica que estuda a problemática da liquefação. Na realidade a maioria dos solos não coesivos *in situ*, quando submetidos a uma ação externa, apresentará um comportamento parcialmente drenado, em vez de um comportamento não drenado a maioria das vezes simulado em laboratório. Torna-se fundamental, em estudos posteriores, averiguar de que forma este termo velocidade influencia a posição da Linha dos Estados Estáveis.

5.1.3.2. Ensaios com amostras de mistura

Apresentam-se de seguida os resultados de todos os ensaios triaxiais não drenados realizados com amostras de mistura. E como se pode observar pela Fig. 5.21 apenas o ensaio “M1” é que liquefez.



a)



b)

Fig. 5.21 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial dos ensaios M1 e M2; b) Relação Excesso de pressão neutra gerado - Extensão axial dos ensaios M1 e M2.

De seguida, apresentam-se os valores obtidos em gráficos de invariantes de tensões p' e q .

O valor do parâmetro de estado crítico M da mistura é de 1,37.

Também pela análise da Fig. 5.22 é possível concluir que o ensaio “M1” liquefez, uma vez que o valor de p' no final do ensaio é igual à unidade.

O valor do índice de vazios é constante ao longo dos dois ensaios já que, por serem realizados em condições não drenadas, a variação volumétrica da amostra é impedida, mantendo-se um volume constante ao longo de toda a fase de corte.

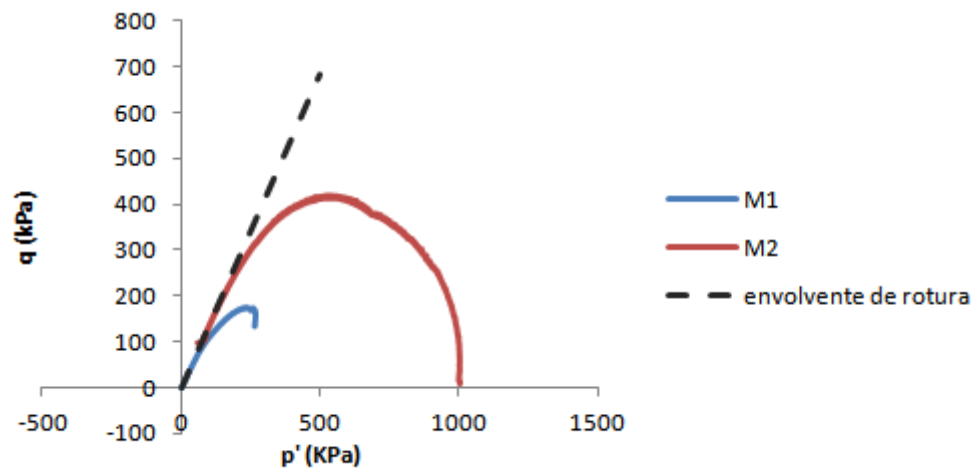


Fig. 5.22 Relação Tensão de desvio - Tensão efetiva média de todos os ensaios M1 e M2.

Apresentam-se de seguida (na Fig. 5.23) os resultados de todos os ensaios triaxiais drenados realizados com amostras de mistura.

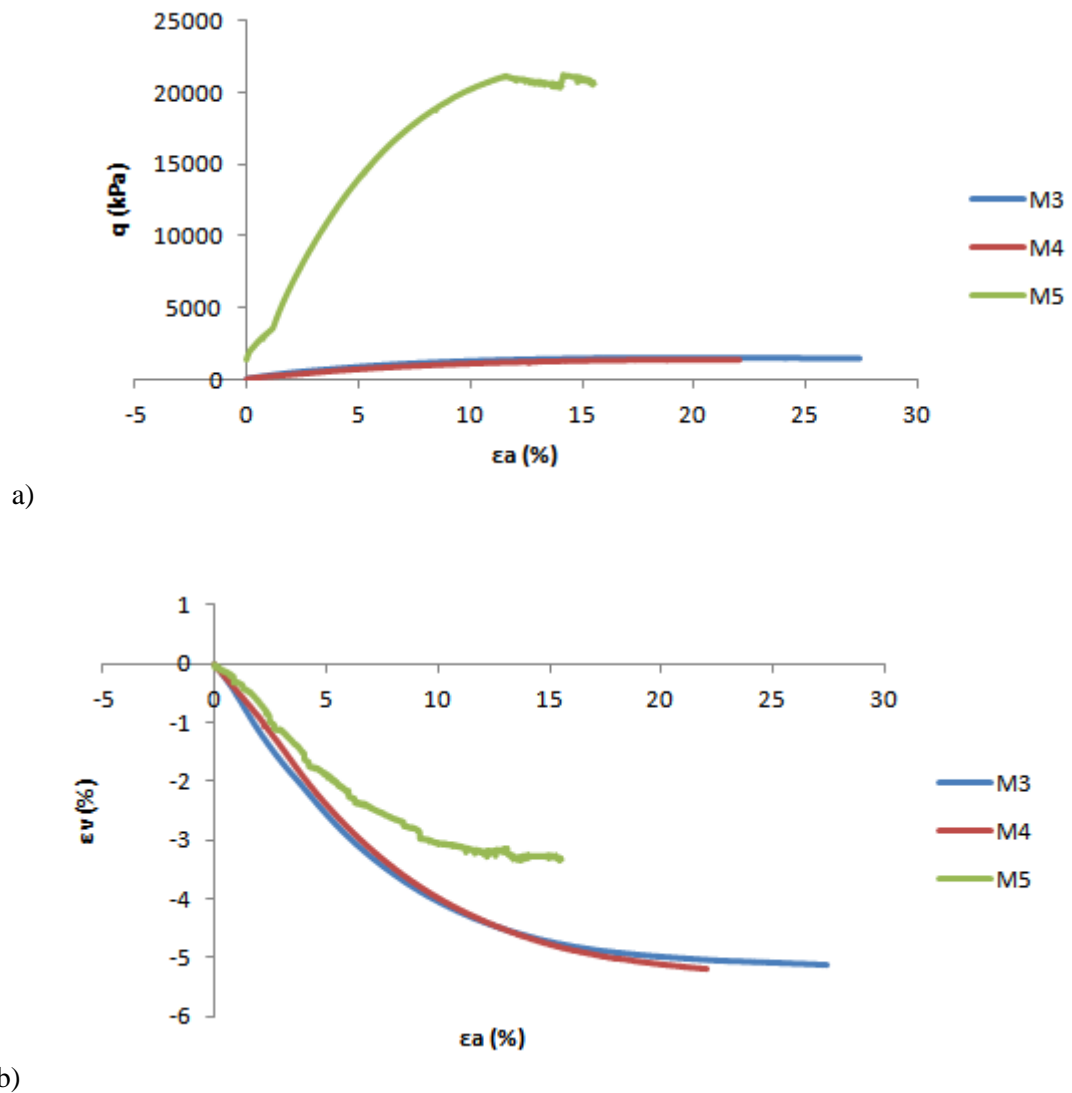


Fig. 5.23 a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do conjunto de ensaios; b) Relação Extensão volumétrica - Extensão axial do conjunto de ensaios.

Seguidamente, apresentam-se os valores obtidos em gráficos de invariantes de tensões p' e q .

Como se pode observar pela Fig. 5.24, os ensaios “M3” e “M4” atingem a envolvente de rotura e apresentam um comportamento tipicamente drenado. O ensaio “M5”, o de altas pressões, alcança a envolvente de rotura quando adquire um comportamento não drenado, após as torneiras do ensaio terem sido fechadas. Este último ensaio não pôde prosseguir de forma drenada visto a capacidade da célula de carga não o permitir.

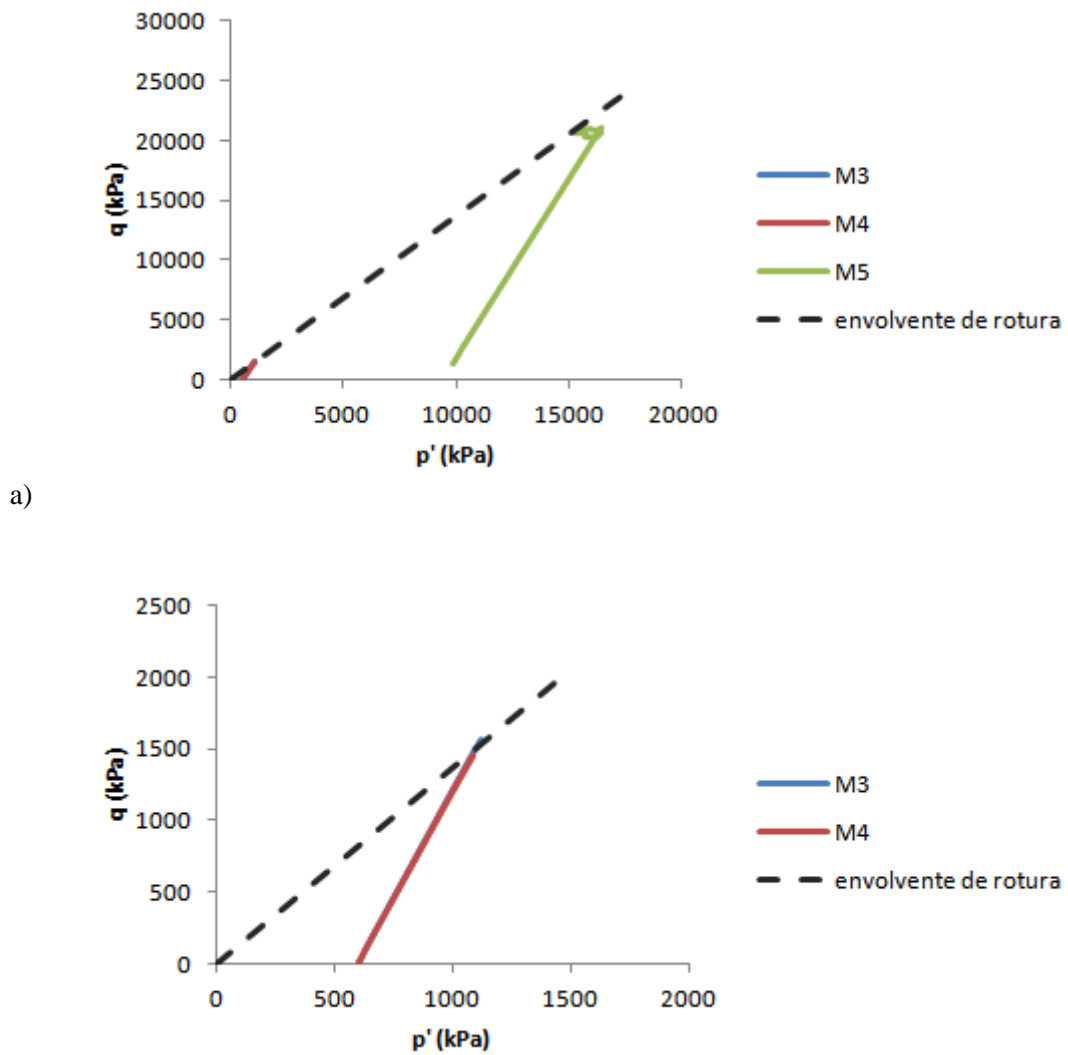


Fig. 5.24 a) Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média de todos os ensaios M3, M4 e M5; b) Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média de todos os ensaios M3 e M4.

Acrescentando os resultados obtidos para os ensaios “M3”, “M4” e “M5” aos obtidos por Soares (2014), foi possível traçar a LEC para este material (Fig. 5.25).

No ensaio de altas pressões “M5”, a altura do provete no final da saturação foi medida manualmente, pelo que o valor do índice de vazios final calculado pode não ser muito preciso. No entanto e como este valor segue a tendência dos restantes ensaios triaxiais é expectável que esteja muito próximo do valor esperado para o índice de vazios final.

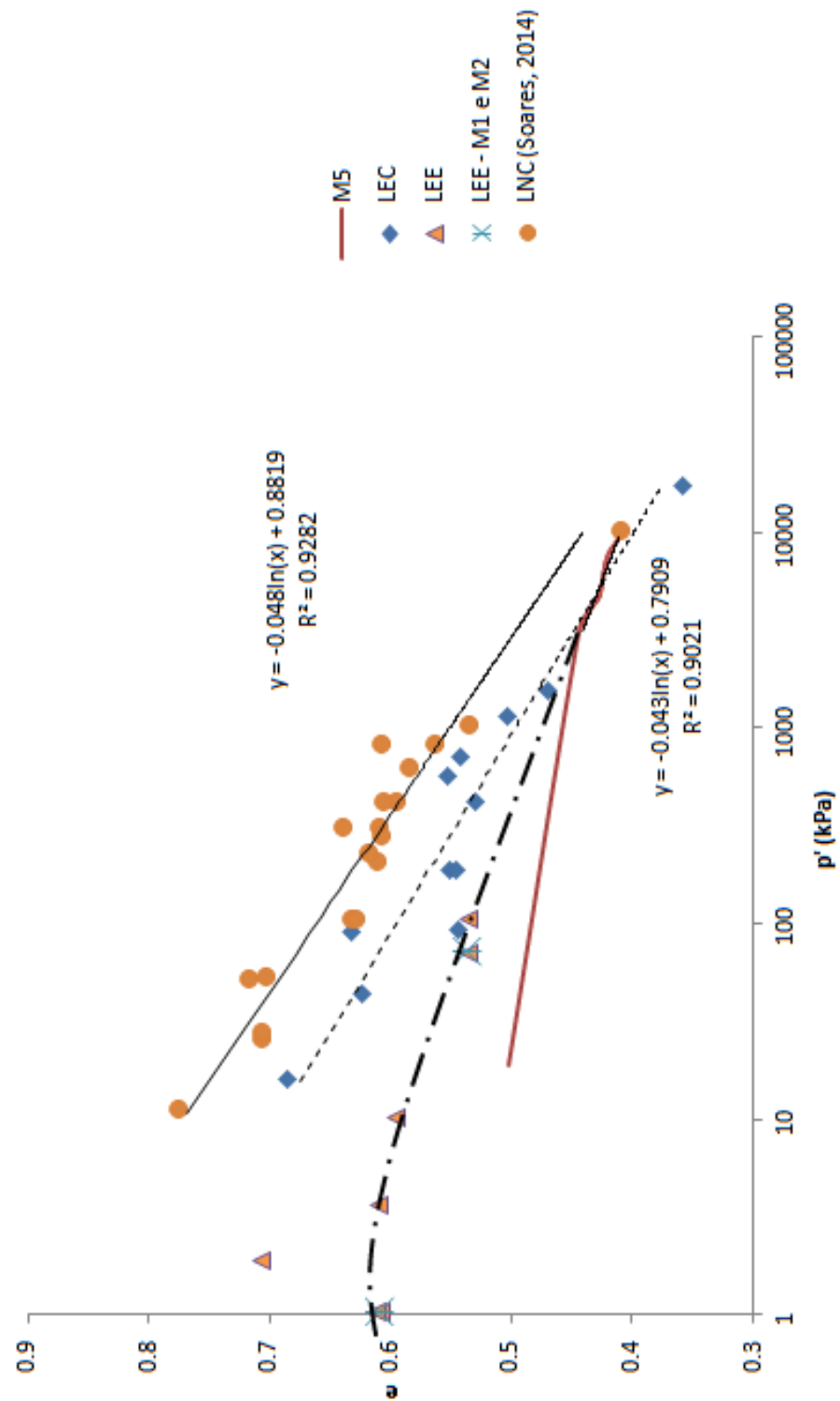


Fig. 5.25 Representação da LEC, da LEE e da LNC da mistura e da LNC do ensaio M5 (após Soares, 2014).

A Linha Normalmente Consolidada representada na Fig. 5.25, sugere que após se cruzar com a LEC, tende a ser paralela a esta última. O referido paralelismo entre a LEC e LNC é um comportamento expectável à luz dos conceitos da Teoria dos Estados Críticos.

Uma vez que o coeficiente de determinação – R^2 obtido para regressão da LEC foi de 0,90, indica que os resultados dos ensaios realizados são de “boa qualidade”.

Ainda observando a Fig. 5.25 é possível afirmar que, tal como no silte, existe uma bifurcação entre o comportamento drenado e o comportamento não drenado para uma gama de tensões de confinamento bastante considerável.

Tal como foi referido no segundo capítulo, o parâmetro de estado (ψ) é obtido pela expressão 5.9, que compara o valor do índice de vazios inicial e do estado estável ou crítico.

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (5.9)$$

Em que:

- ψ : é o parâmetro de estado;
- e_0 : é o índice de vazios do estado inicial (*in situ* é o estado de repouso e durante o ensaio triaxial corresponde ao fim do processo de saturação);
- e_{ss} : é o índice de vazios do estado estável (“*steady state*”) ou crítico.

Completando os resultados obtidos por Soares (2014) para ensaios não drenados com mistura, com os resultados alcançados com os ensaios “M1” e “M2”, foi possível criar correlações entre o parâmetro de estado (ψ) e a resistência de pico normalizada (q_1) e o mesmo parâmetro com índice de fragilidade (I_B) para avaliar a suscetibilidade de liquefação.

Como foi mencionado no segundo capítulo, a resistência de pico normalizada (q_1) é definida pela equação 5.10.

$$q_1 = \left(\frac{q_{pico}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{1/2} \quad (5.10)$$

Em que:

- q_{pico} : é a resistência de pico;
- P_a : é a pressão atmosférica (aproximadamente 100 kPa);
- σ'_{v0} : é a tensão efetiva média inicial.

E o índice de fragilidade (I_B) pela equação 5.11.

$$I_B = \frac{q_{pico} - q_{min}}{q_{min}} \quad (5.11)$$

Em que:

- q_{pico} : é a resistência de pico;
- q_{min} : é a resistência mínima.

O quadro 5.6 apresenta os valores obtidos para o parâmetro de estado, para a resistência de pico normalizada e para o índice de fragilidade nos seis ensaios realizados por Soares (2014) e nos ensaios “M1” e “M2”.

Quadro 5.6 Valores do ψ , q_1 e I_B para os 6 ensaios realizados por Soares (2014) e ensaios “M1” e “M2”.

Ensaio	ψ	q_1	I_B	Liquefação
1º Clássico	0,155	0,177	0,986	SIM
2º Clássico	0,083	0,596	1,000	SIM
4º Clássico	0,143	0,105	1,000	SIM
6º Clássico	0,088	1,044	0,975	NÃO
8º Clássico	0,079	1,226	0,936	NÃO
9º Clássico	0,026	1,816	0,483	NÃO
M1	0,085	1,340	1,000	SIM
M2	0,035	2,359	0,757	NÃO

A correlação ψ - q_1 apresenta-se na Fig. 5. 26 e pela análise da mesma é possível concluir que quanto menor é o valor da resistência de pico normalizada, mais instável é o material e portanto maior é o potencial de liquefação. No entanto, nenhum dos ensaios apresentados é totalmente estável.

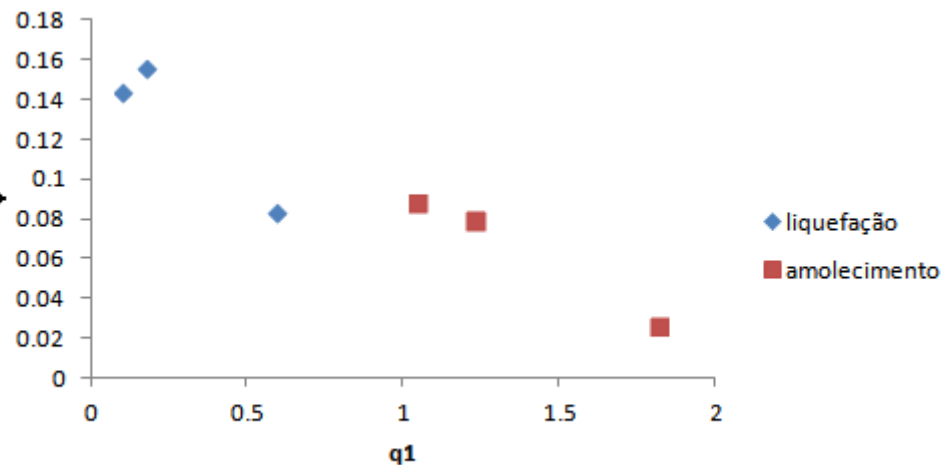


Fig. 5.26 Parâmetro de estado crítico expresso em função da resistência de pico normalizada (q_1).

A correlação I_B - ψ encontra-se expressa na Fig. 5.27 e partir desta é possível verificar que um I_B igual à unidade corresponde a um material liquefeito. Menores valores de I_B e de ψ correspondem a materiais mais estáveis. E portanto, embora não se tenha verificado liquefação nos ensaios cujo valor de I_B foi inferior à unidade, estes não eram totalmente estáveis, exibindo amolecimento durante a deformação.

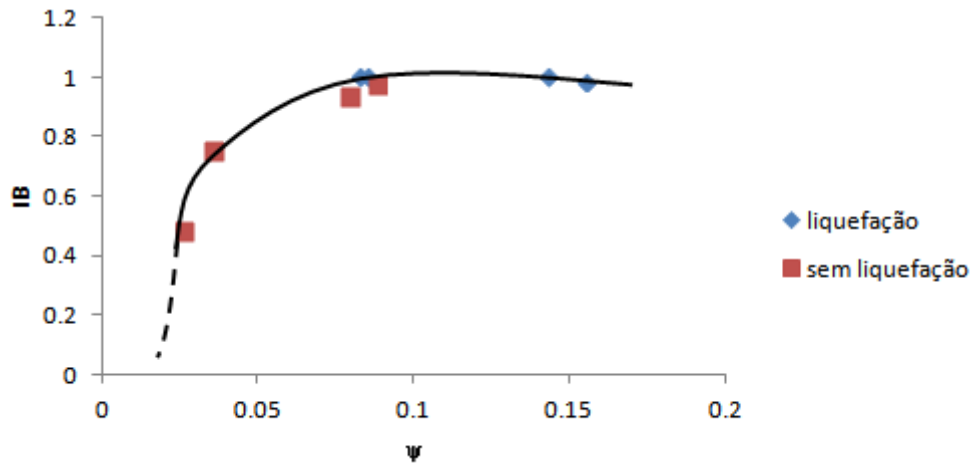


Fig. 5.27 Variação do I_B com o parâmetro de estado.

5.1.3.3. Ensaios com amostras de areia de Osório

Seguidamente, apresentam-se os valores obtidos para o ensaio “A1” num gráfico de invariantes de tensões p' e q .

O valor do parâmetro de estado crítico M da areia de Osório é de 1,28.

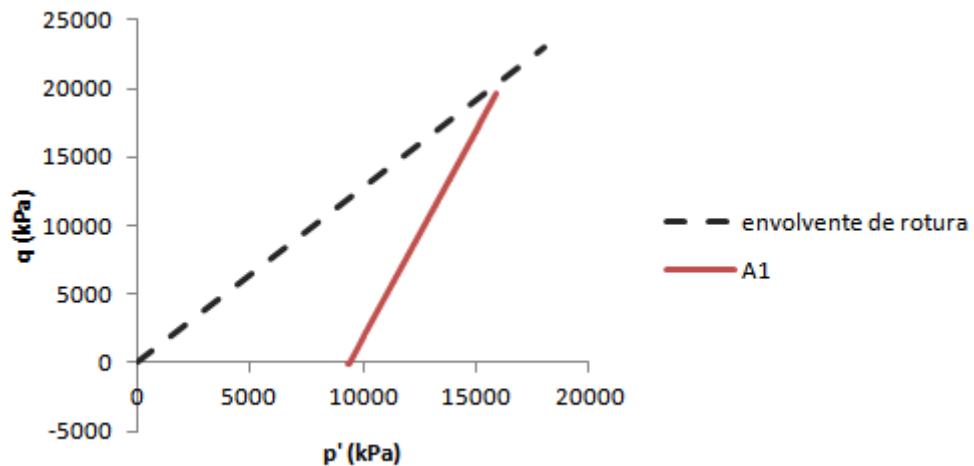


Fig. 5.28 Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média do ensaio A1.

Acrescentando o resultado obtido para o ensaio de altas pressões aos obtidos por Soares (2014), foi possível traçar a LEC e a LNC para este material.

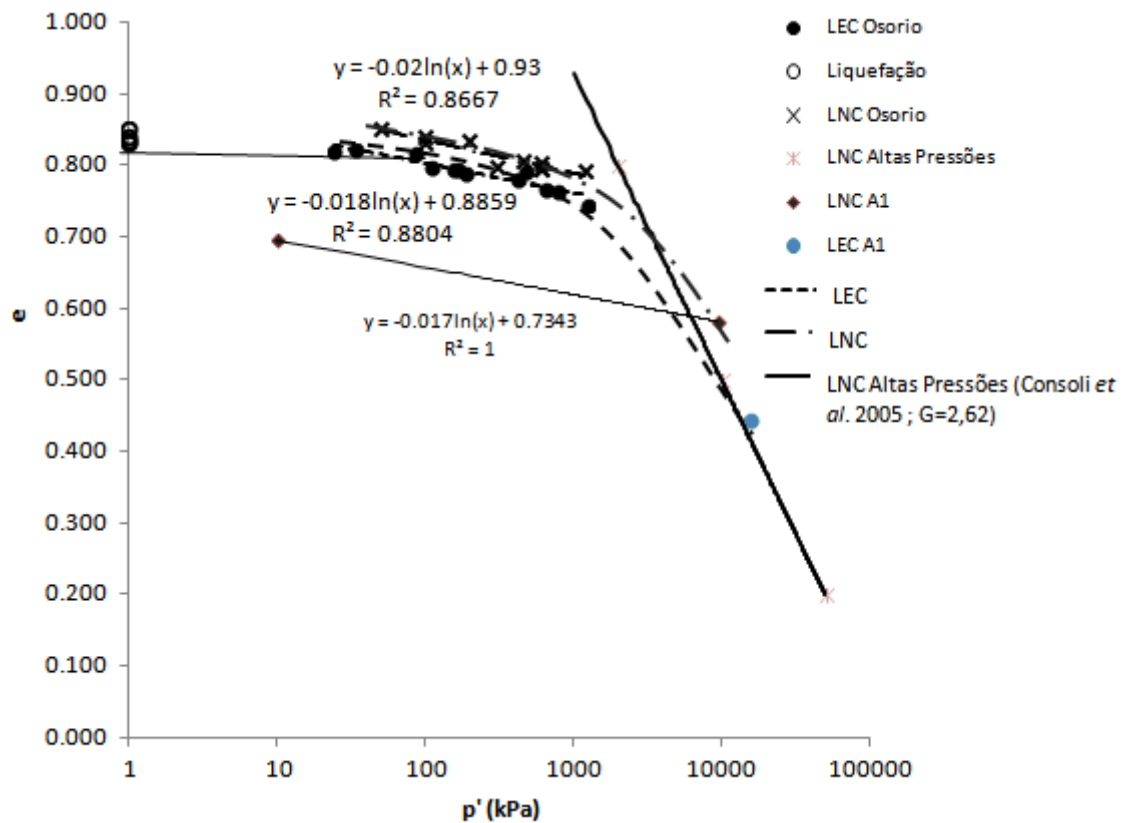


Fig. 5.29 Representação da LEC e da LNC da areia de Osório e da LNC do ensaio A1 (após Soares, 2014).

A Linha Normalmente Consolidada de altas pressões traçada na Fig. 5.29 foi obtida por Consoli *et al.* (2005) – Fig. 5.30.

Tal como se pode averiguar existe uma possível inflexão, também observada por Consoli *et al.* (2005) que está associada a um possível esmagamento de grãos. Desta forma, e como há ocorrência de uma evolução granulométrica do material é usual observar-se uma inflexão, tanto da LEC como da LNC. É de referir que a areia não foi analisada granulometricamente no final do ensaio, pelo que não há comprovação da ocorrência do esmagamento dos grãos. No entanto e como o índice de vazios, tanto no início do corte como no final do corte, apresenta valores muito baixos conjectura-se uma consequente formação de finos.

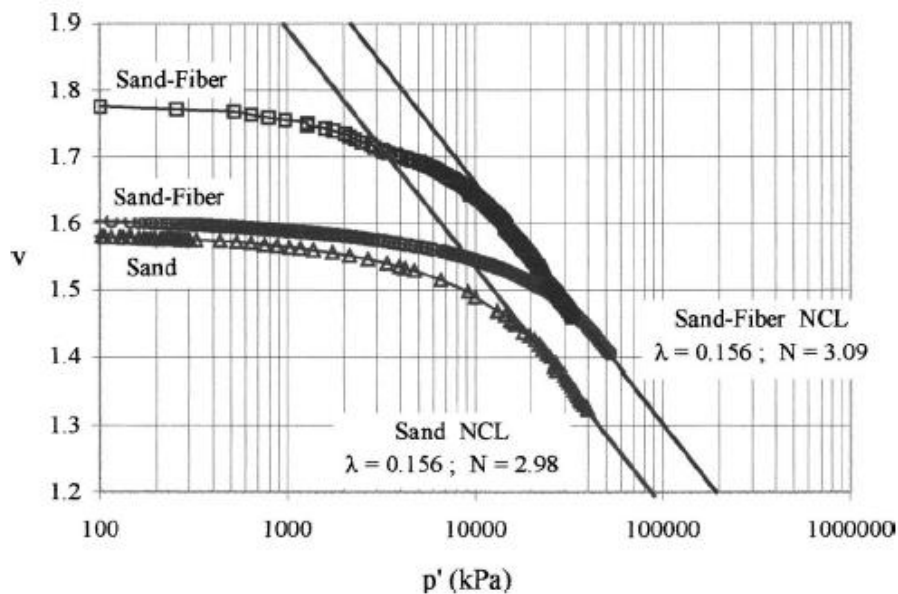


Fig. 5.30 Linha Normalmente Consolidada de ensaios de altas pressões (Consoli *et al.*, 2005).

5.1.4. ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DAS ONDAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS

Para determinar a velocidade de propagação das ondas de compressão e de corte é necessário recorrer aos equipamentos descritos no quarto capítulo. A excitação mais correntemente usada para o sinal emitido é do tipo impulso sinusoidal, para o qual se obtém uma resposta mais clara. Foram utilizadas frequências de 4, 6 e 8 kHz na medição das ondas S e frequências de 25, 50 e 75 kHz na medição das ondas P.

Neste estudo realizaram-se medições da velocidade de propagação de ondas em ensaios triaxiais monotônicos de compressão com amostras de silte, em condições drenadas.

O quadro seguinte resume os ensaios e as fases dos ensaios em que se realizaram tais medições.

Quadro 5.7 Ensaios triaxiais com medição da velocidade de propagação das ondas S e P.

Ensaio	Fase do ensaio
S1	Saturação/Consolidação/Corte
S2	Saturação/Consolidação/Corte
S3	Saturação
S4	Saturação/Consolidação
S5	Consolidação/Corte

A interpretação das ondas sísmicas registadas nos ensaios compreendem alguma incerteza, sendo certo que por muito elementar que seja o sinal emitido, o sinal recebido será sempre muito mais complexo. A avaliação de velocidades de propagação tão elevadas em percursos tão reduzidos é muito sensível a

diversos fatores, nomeadamente ao efeito de vizinhança, à interferência das ondas com as fronteiras rígidas, à ressonância dos transdutores e ao ruído elétrico.

A determinação do tempo de propagação é a fase mais importante e ao mesmo tempo a mais delicada de todo o ensaio. Entre os vários métodos de determinação do tempo de propagação de ondas sísmicas, o mais comum consiste na medição direta do intervalo de tempo entre as ondas (emitida e recebida). Este é um método semelhante ao utilizado no ensaio de *cross-hole*, *down-hole* e *up-hole*, que consiste na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida.

Após a determinação do tempo de propagação, a velocidade de propagação da onda é obtida pela divisão da distância percorrida pelo tempo de propagação. O comprimento do percurso é igual à altura da amostra de solo deduzido pela penetração dos elementos transmissor e recetor no provete, ou seja, a distância entre as extremidades dos transdutores (Ferreira, 2003).

5.1.4.1. Avaliação do grau de saturação

Na avaliação do grau de saturação, foram utilizados o parâmetro B de Skempton, já referido no quarto capítulo, e o registo da velocidade das ondas P. No quadro 5.8 apresentam-se os valores obtidos em ambos os métodos.

Quadro 5.8 Avaliação do grau de saturação.

Ensaio	CP (kPa)	BP (kPa)	B	V _P (m/s)	V _S (m/s)
S1	510	500	0,99	1548,70	79,28
S2	510	500	0,97	1933,01	96,39
S3	510	500	0,98	ND	92,79
S4	510	500	0,99	1530,52	ND
S5	510	500	0,98	ND	ND

ND: não determinado

Os valores teóricos de uma saturação total deveriam corresponder a 1 para o parâmetro B de Skempton e de cerca de 1300 a 1500 m/s para a velocidade de propagação das ondas P (Ferreira, 2003; Vieira e Viana da Fonseca, 2006).

5.1.4.2. Velocidade das ondas transversais no final da consolidação

No quadro 5.9 apresentam-se os valores obtidos para a velocidade de propagação das ondas de corte no final da consolidação. E na Fig. 5.31 os mesmos resultados da velocidade de propagação das ondas transversais em função da tensão efetiva isotrópica de confinamento.

Quadro 5.9 Velocidade de propagação das ondas S e módulo de distorção dinâmico no final da consolidação.

Ensaio	V_s (m/s)	p' (kPa)	G _{din} (MPa)
S1	157,099	150	37,039
S2	158,046	150	37,487
S3	ND	150	ND
S4	140,574	66	29,089
S5	74,321	25	7,738

ND: não determinado

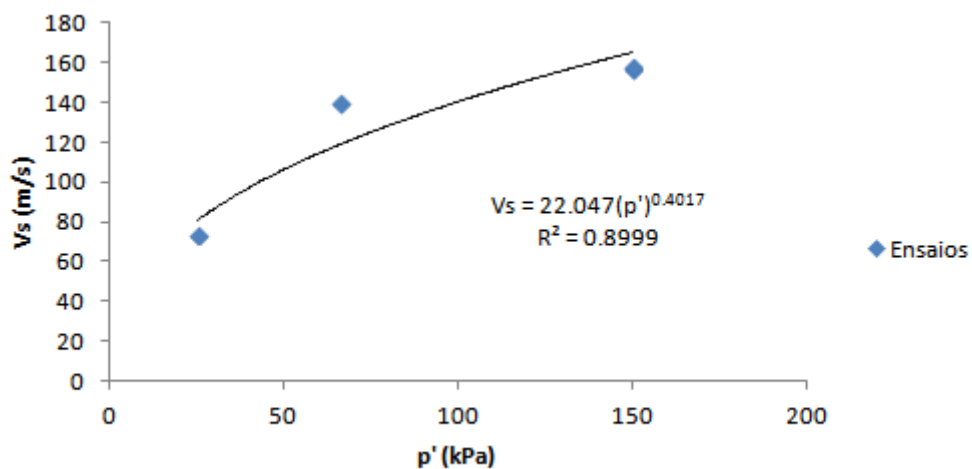


Fig. 5.31 Velocidade de propagação da onda S em função da tensão efetiva isotrópica de confinamento.

Pela observação do quadro 5.9 e da Fig. 5.31 é possível verificar que a velocidade de propagação da onda S aumenta com a tensão efetiva isotrópica de confinamento. Tal efeito deve-se à aproximação das partículas, aumentando o número de contatos entre estas e consequente diminuição de volume, aquando do aumento da tensão efetiva de confinamento.

Através das medições efetuadas no final da consolidação e recorrendo a uma regressão potencial, determinou-se uma expressão que relaciona a velocidade de propagação das ondas S com a tensão efetiva isotrópica de confinamento, tendo-se obtido um coeficiente de correlação aceitável.

De igual forma, efetuou-se a mesma regressão potencial, desta feita em relação ao módulo de distorção dinâmico. Os resultados obtidos são apresentados na Fig. 5.32.

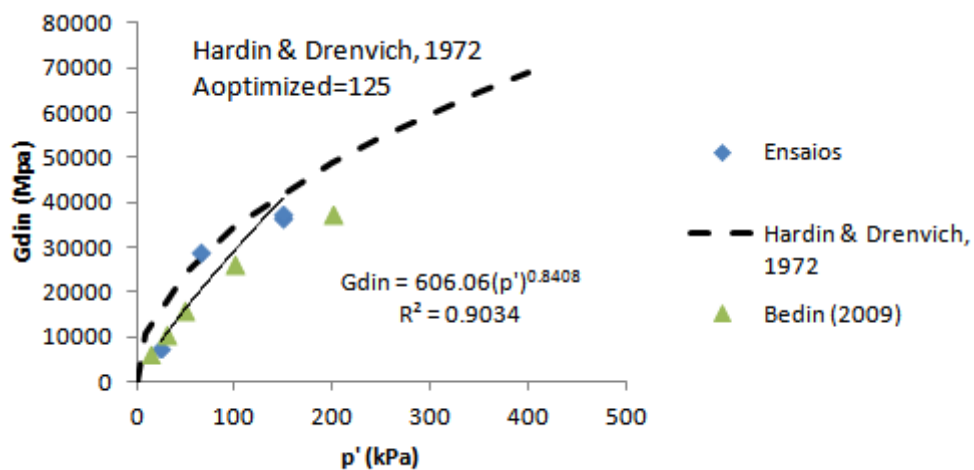


Fig. 5.32 Módulo de distorção dinâmico em função da tensão efetiva isotrópica de confinamento.

O módulo de distorção dinâmico é proporcional ao quadrado da velocidade de propagação das ondas transversais e ao peso volúmico, portanto, quando este último aumenta (índice de vazios diminui) com o aumento da tensão efetiva isotrópica de confinamento, já era de esperar um comportamento semelhante ao apresentado na Fig. 5.32.

5.1.4.3. Velocidade das ondas transversais durante o carregamento por corte

A evolução da velocidade de propagação da onda de corte aquando da aplicação das tensões de desvio está representada nas figuras 5.33 e 5.34.

Como ambos os ensaios “S1” e “S2” foram realizados com velocidade de corte suficientemente elevadas para que o comportamento do solo fosse completamente drenado pode-se observar um ligeiro aumento da velocidade de propagação das ondas S correspondente a uma diminuição de volume e a uma consequente aproximação das partículas do solo.

Devido ao insuficiente número de medições da velocidade das ondas S no ensaio “S5” o comportamento representado na Fig. 5.33 pode não ser fidedigno. Aliás, prevê-se, inicialmente, uma eventual diminuição de V_s devido à geração de excessos de pressão e a um menor contato entre as partículas, com um posterior aumento no decorrer da drenagem dos excessos de pressão.

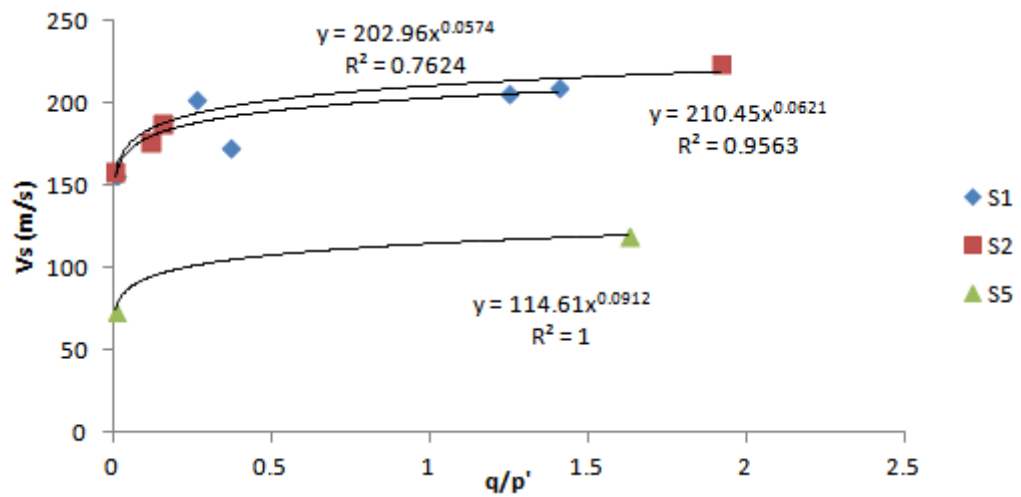


Fig. 5.33 Evolução da velocidade de propagação da onda S com a razão tensão de desvio, tensão efetiva média.

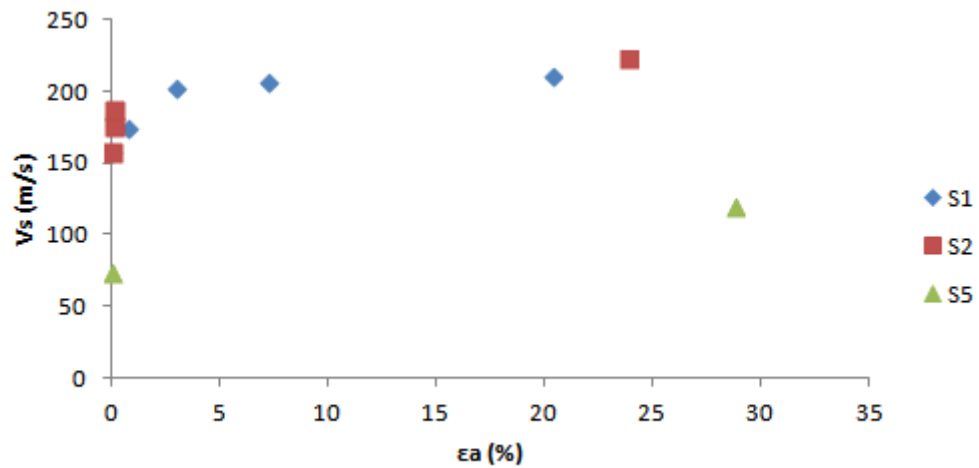


Fig. 5.34 Relação entre a velocidade de propagação das ondas S e a extensão axial em fase de corte.

5.2. ENSAIOS NÃO CONCLUÍDOS

Como fora enunciado anteriormente, nem todos os ensaios triaxiais monotônicos foram concluídos. No quadro seguinte são apresentados alguns dos ensaios não concluídos.

Quadro 5.10 Condições iniciais dos ensaios não concluídos.

Ensaio	Tipo de corte	w (%)	e_0	e_f
S6	CID	10,97	1,11	ND
S7	CID	ND	ND	ND
M6	ND	7,71	1,00	ND
M7	ND	ND	ND	ND
M8	ND	7,76	0,95	ND
M9	ND	7,92	1,08	ND

ND: não determinado

Numa investigação laboratorial, são raros os casos em que o plano de ensaios é cumprido sem que alguns dos ensaios propostos não seja concluído. De facto, no trabalho realizado no âmbito desta dissertação ocorreram alguns percalços, nomeadamente, fugas de água entre o interior e o exterior da câmara, troca de água entre a amostra e a célula causada por um furo ou mais na membrana, alguma inexperiência no processo de constituição por *moist tamping* e problemas no processo de aquisição dos resultados obtidos durante os ensaios.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A indústria mineira é um dos setores com maior relevância para a economia de certos países, pois, além de gerar riqueza, promove o emprego e o desenvolvimento de novas tecnologias que se traduz numa melhor qualidade de vida. As atividades subsequentes da exploração mineira podem ser consideradas como grandes impulsionadoras da formação e progresso das regiões onde se inserem.

De forma a melhor compreender as causas, para além dos próprios solos de rejeitos, de rotura de certas barragens de contenção de resíduos da indústria mineira, estudou-se o comportamento de um material inerte, o silte, cujas propriedades físicas se assemelham àquelas que resultam da exploração das minas. No âmbito do estudo do efeito dos finos no posicionamento da LEC e da avaliação da suscetibilidade à liquefação foram analisados mais dois materiais: a areia de Osório e a mistura.

A presente dissertação enquadra-se em investigações iniciadas anteriormente por Bedin (2009) e Soares (2014) e visa o estudo da suscetibilidade ao fenómeno de liquefação de solos siltosos e silto-arenosos em carregamentos monotónicos com vista à definição de fatores que condicionam essa instabilidade. Para tal, recorreu-se a ensaios triaxiais monotónicos e ao registo das velocidades de propagação de ondas sísmicas.

Realizaram-se cinco ensaios triaxiais com o silte, cinco ensaios com a mistura e um de altas pressões com a areia de Osório.

Todos os ensaios seguiram a mesma metodologia para a sua execução, passando, inicialmente, por uma fase de preparação das amostras visando a obtenção de determinados índices de vazios e teores em água, seguindo-se a montagem dos provetes através da técnica *moist tamping* ou de *dry pluviation*, no caso do ensaio de altas pressões com a mistura. Estando a montagem concluída, procede-se à remoção da fase gasosa da amostra, recorrendo, inicialmente, a uma “percolação” dos provetes com dióxido de carbono com o intuito de preencher os vazios e assim expulsar o ar entre as partículas e posteriormente à percolação com água. O recurso ao CO₂, durante a percolação, pretende a substituição do ar. Este, com o aumento das pressões, durante a fase da saturação, permite uma rápida dissolução das partículas de CO₂ na água. Após a saturação das amostras, deu-se então o processo de consolidação isotrópica, seguindo-se da fase de corte estático em condições drenadas e não drenadas.

Com base nos resultados obtidos dos ensaios triaxiais monotónicos com silte, foi possível concluir que a instabilidade está relacionada com a condição de estado inicial do solo, isto é, da tensão de confinamento e da compacidade do solo, a que o provete está submetido, e de um fator adicional, a velocidade do corte. A análise conjunta dos resultados obtidos para o silte com os obtidos por Soares (2014) permitiu traçar a Linha de Estados Críticos e a Linha de Estados Estáveis para este material.

Nos ensaios “S4” e “S5” a não convergência dos dois pontos de inflexão acredita-se estar associada à incorreta determinação do índice de vazios inicial visto apresentarem e_0 iniciais um pouco distintos. No entanto, admite-se que ambos os pontos convirjam numa única LEE para uma mesma velocidade de corte. Esta suposição vem corroborar a definição de estado último de Poulos (1981) como sendo o estado em que a massa está em contínua deformação a volume constante, tensões efetivas constantes, tensão de corte constante e velocidade constante. E vem ainda validar os estudos prosseguidos por alguns autores que defendem esta bifurcação, para reduzidas tensões de confinamento (Yamamuro e Lade, 1998; Soares, 2014). Por outro lado vem refutar a suposição de Been e Jefferies (1991, 2006), das diferenças de estado estável e estado crítico, associadas ao termo velocidade, serem tão pequena que os dois pontos se tornam idênticos.

A descoberta da existência de influência do termo velocidade no posicionamento da Linha dos Estados Estáveis é de elevada relevância para a comunidade científica que estuda a problemática da liquefação. Na realidade a maioria dos solos não coesivos *in situ*, quando submetidos a uma ação externa, apresentará um comportamento parcialmente drenado, em vez de um comportamento não drenado a maioria das vezes simulado em laboratório. Torna-se essencial, em estudos posteriores, averiguar de que forma este termo velocidade pode influenciar a posição da Linha dos Estados Estáveis.

Acrescentando os resultados obtidos com os ensaios de mistura aos obtidos por Soares (2014) foi possível traçar a LEC para este material e concluir que, tal como no silte, existe uma bifurcação entre o comportamento drenado e o comportamento não drenado para uma gama de tensões de confinamento bastante considerável. Com o conjunto dos resultados obtidos para os ensaios não drenados com mistura, foi possível criar correlações entre o parâmetro de estado (ψ) e a resistência de pico normalizada (q_1) e o mesmo parâmetro com índice de fragilidade (I_B) para avaliar a suscetibilidade de liquefação. Concluindo que quanto menor é o valor da resistência de pico normalizada, mais instável é o material e portanto maior é o potencial de liquefação, que I_B igual à unidade corresponde a um material liquefeito e, ainda que, menores valores de I_B e de ψ correspondem a materiais mais estáveis.

Adicionando o resultado obtido para o ensaio de altas pressões com areia de Osório aos obtidos por Soares (2014), foi possível traçar a LEC e a LNC para este material. A análise conjunta dos referidos ensaios permitiu averiguar a existência de uma possível inflexão, também observada por Consoli *et al.* (2005) que está associada a um possível esmagamento de grãos. Deste modo, e como há ocorrência de uma evolução granulométrica do material é usual observar-se uma inflexão, tanto da LEC como da LNC. Referindo, ainda, que a areia não foi analisada granulometricamente no final do ensaio, pelo que não há comprovação da ocorrência do esmagamento dos grãos. No entanto e como o índice de vazios, tanto no início do corte como no final do corte, apresentou valores muito baixos, conjectura-se uma consequente formação de finos.

Quanto à medição das velocidades de propagação de ondas sísmicas, neste estudo apenas em ensaios triaxiais com silte, permitiu avaliar o grau de saturação, o efeito da tensão efetiva isotrópica de confinamento na velocidade das ondas S e no módulo de distorção dinâmico e ainda, a evolução da velocidade de propagação da onda de corte aquando da aplicação das tensões de desvio.

De forma a completar a presente dissertação, pretendia-se realizar um estudo comparativo entre os dados obtidos a partir de ensaios SPT e CPT com os obtidos através dos ensaios triaxiais para a areia de Aveiro. No entanto, devido a alguns contratempos e ao escasso tempo para a realização dos ensaios, apenas se realizaram dois o que não torna a investigação representativa. Assim, os resultados obtidos para estes dois ensaios serão utilizados em desenvolvimentos futuros no âmbito desta temática.

BIBLIOGRAFIA

- Abreu, E. J. A. (2012). *Estudo das Condições de Liquefação da Areia de Coimbra em Triaxial Estático e Cíclico*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Alderman, J., Beardall, J., Campbell, K., Campbell, R., Chang, S., Cole, C., David, K., Goltz, J., Gordon, B., Lee, M., O'Sullivan, D., Roche, T., Scawthorn, C., Tjong, R., Yanev, P. (1995). *The January 17, 1995 Kobe earthquake. An EQE summary report*, EQE International.
- Ambraseys, N. (1988). *Engineering seismology*. J. Earthquake Engineering and Structural dynamics, 17, pp. 1-105.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., (1999), *A Liquefaction Evaluation Procedure Based on Shear Wave Velocity*. Wind and Seismic Effects. U.S./Japan Natural Resources Development Program (UJNR).Tsukuba, Japão. pp. 409.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H. (1997). *Liquefaction resistance based on shear wave velocity*. Proc. NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Tech. Rep. NCEER -97-002, T. L. Youl and I. M. Idriss, NaTional Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H. (2000). *Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, November, ASCE, New York.
- ASTM (1985). D 2487-85 – *Standard practice for classification of soils and engineering purposes (Unified Classification System)*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM (2006). D 4254-00 *Standard test methods of minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*, American Society for Testing and Materials.
- Bardet, J. P., Kapuskar, M. (1993). *Liquefaction sand boils in San Francisco during 1989 Loma Prieta earthquake*. Journal of Geotechnical Engineering, pp. 543-562, ASCE, New York.
- Barros, J.M.C. (1997). *Factores que afectam o módulo de distorção dos solos*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Bedin, J. (2010). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Bedin, J., Schnaid, F., Viana da Fonseca, A., Costa Filho, L. De M. (2012). *Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics*. *Géotechnique*. V. 62, no. 3, pp. 263-267.
- Been, K., Jefferies, M. G. (1985). *A state parameter for sands*. *Géotechnique*. V. 35, no. 2, pp. 99-112.
- Bolt, B. A. (1978). *Earthquakes*. W. H. Freeman and Company, New York.
- Cabral, J., Ribeiro, A. (1988). *Carta neotectónica de Portugal escala 1:1000000*. Direcção Geral de Geotecnia e Minas, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Secretaria de estado do Ambiente e Recursos Naturais, Lisboa.
- Carrera, A. (2008). *Mechanical behaviour of stava tailings*. Dissertação de Doutoramento, Politecnico di Torino.
- Casagrande, A. (1936). *Characteristic of cohesionless soils affecting the stability of slope and earth fill*. Journal of the Boston society of Civil engineering, January, pp. 13-32.
- Cascante, G., Santamaria, J.C. (1996). *Interparticle contact behavior and wave propagation*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, pp. 831-839.

- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sand*. Harvard Soil Mechanic Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sand*. Harvard Soil Mechanic Series 87, Harvard University, Cambridge.
- Castro, G., Poulos, S. J. (1977). *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. ASCE, Geotechnical Engineering division 103 (6), pp. 501 – 516.
- Coelho, P. A. L. de F. (2007). *In situ densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations*. Dissertação de doutoramento, Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge.
- Consoli, N. C., Casagrande, M. D. T., Coop, M. R. (2005). *Effect of Fiber Reinforcement on the Isotropic Compression Behavior of a Sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, November, ASCE, New York.
- Davies, M., McRoberts, E., Martin, T. (2002). *Static liquefaction of tailings – Fundamentals and case histories*. Proceedings of Tailings Dams 2002, ASDSO/USCOLD, Las Vegas.
- Decanini, L. D., Liberatore, D., Liberatore, L., Sorrentino, L. (2012). *Preliminary report on the 2012, May 20th, Emilia Earthquake*. Sapienza University of Rome, Roma.
- Eurocode 8. (2002). *Design provisions for earthquake resistance of structures*. EC8, Final draft, European Prestandard.
- Ferreira, C. (2003) *Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos solos e engenharia geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fonseca, M.A.G. (2009). *Derivação em triaxial cíclico de parâmetros de estado e de acção sísmica que induziram liquefação de areias dunares num sismo em Argel. Sensibilidade das velocidades de ondas de corte como índice de risco*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- GDS Instruments (2009). Especificações do GDS ADVDP, GDS Instruments.
- Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972). *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*. /Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 98, Nº 1, pp. 33-65.
- Hardin, B.O. & Richart, F.E., Jr. (1963). *Elastic wave velocities in granular soils*, /Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 89, Nº 1, 33-65.
- Hardin, B.O. (1978). *The nature of stress-strain behaviour of soils*, /Proceedings of the Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference. ASCE, Pasadena, California, Vol. 1, pp. 3-89.
- Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y., Kamada, K. (2001). *Recent studies on liquefaction resistance of sand – effect of saturation*. Proceedings of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake engineering and Soil Dynamics, San Diego.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. Yasua, S. (1975). *Undrained deformation and liquefaction of sands under cyclic stresses*. Soils and Foundations, V. 15, no. 1, pp. 29-44.
- Jefferies, M., Been, K. (2006). *Soil liquefaction. A critical state approach*. Taylor & Francis. Estados Unidos da América e Canadá.

- Jorge, C. R. R. (1994). *Zonamento do potencial de liquefação. Tentativa de aplicação a Portugal*. Dissertação de Mestrado em Geologia de engenharia, Universidade Nova de Lisboa.
- Kendrick F. (1979). *Soil liquefaction: When soils start to flow*. Mosaic Magazine, July/August, pp 26-34, The National Science, The National Science Foundation, Arlington.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Inc, New Jersey.
- Ladd, C. C., Foot, R. (1974). *New design procedure for stability of soft clays*. Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 100, pp. 763-786, ASCE, New York.
- Lade, P. V., Yamamuro, J. A., Liggio, C. D. (2009). *Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand*. Journal of Geomechanics and Engineering. Vol. 1, no. 1, pp. 1-15.
- Lima, F. (1998). *Introdução à Sismologia*. Universidade de Aveiro, Aveiro.
- LNEC (1997). *Sismologia, sismicidade e risco sísmico. Aplicação a Portugal*. LNEC, Lisboa.
- Lopes, I. (2001). *Avaliação das condições geológicas e geotécnicas para a caracterização do risco sísmico. Aplicação à colina do castelo de S. Jorge*. Dissertação de Mestrado em Geologia económica e aplicada na especialidade de geotecnia, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa.
- Martins, I., Mendes V. L. A. (1994). *Contribuição para o estudo da sismicidade de Portugal Continental*. Instituto Geofísico do Infante D. Luís, Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios fundamentais*. FEUP Edições, Porto.
- Moreira, V. J. S. (1991). *Sismicidade histórica de Portugal Continental*. Revista Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, Lisboa.
- Pereira, E. (2005). *Estudo do potencial de liquefacção de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático*. Dissertação de Mestrado em Engenharia civil na área de geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto.
- Rauch, A. F. (1997). *EPOLLS: An empirical method for predicting surface displacements due to liquefaction induced lateral spreading in earthquakes*. Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in civil engineering, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Reddy, C. O. (2008). *Particle form and its impact on packing and shear behavior of particulate materials*. Thesis of Doctor of Philosophy, School of Civil Engineering and the Environment of the University of Southampton.
- Robertson, P.K. (2004). *Evaluating Soil Liquefaction and Post-earthquake deformations using the CPT. /Keynote Lecture. Geotechnical & Geophysical Site Characterization/*. Ed. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne. Vol. 1, pp. 233-249. Millpress, Rotterdam.
- Rocha, J., (2010). *Definição de condições de liquefacção em triaxial à luz da teoria dos estados críticos e avaliação de risco por razão de velocidades de ondas sísmicas numa areia dunar*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sadrekarami, A., Olson, S. M. (2011). *Yield strength ratios, critical strength ratios, and brittleness of Sandy soils from laboratory tests*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 48, pp. 493-510. Canada.

- Schnaid, F., Bedin, J., Viana da Fonseca, A. J. P., Moura Costa Filho, L. (2013). *Stiffness and Strength Governing the Static Liquefaction of Tailings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 139, no. 12, Dezembro, ASCE.
- Seed H. B., Idriss, I. M., Makdisi, F. I., Banerjee, N. G. (1975). *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses*. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B. (1979). *Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquake*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, February, pp 201-205, ASCE, NY.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Chung, R. M. (1985). *The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*. J. Geotech. Engrg., pp-1425 – 1445, ASCE, New York.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971). *Simplified procedure for evaluating liquefaction potential*. Journal of soil Mechanics and Foundations Division, pp. 1249-1273, ASCE, New York.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Monograph, Earthquake Engineering Research Institute.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., Arango, I. (1983). *Evaluation of liquefaction potential using field performance data*. Journal of soil Mechanics and Foundations Division, pp. 458-482, ASCE, New York.
- Seed, H. B., Peacock, W. H. (1971). *Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, pp. 1099-1119, ASCE, New York.
- Seed, H.B. (1968). *Landslides during earthquakes due to soil liquefaction*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Div, September, pp. 1053-1122, ASCE, New York.
- Silva, J. M. S. de A. (2010). *Definição de ábacos de risco de liquefacção em velocidades de ondas sísmicas para resíduos siltosos com recurso a ensaios triaxiais com bender elements*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sladen, J. A. and Handford, G. (1987). *A potencial systematic error in laboratory testing of very loose sands*. Canadian Geotechnical Journal, 24, 3, 462-466.
- Soares, S. M. (2014 in press). *Análise do potencial de liquefação em ensaios laboratoriais. Fatores condicionantes e critérios-limite*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Soares, S. M. (2012). *Risco de liquefação em materiais areno-siltosos. Critérios semi-empíricos e modelos geomecânicos inferidos de ensaios laboratoriais*. Projeto de Tese de Investigação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sousa, M. L. (2006). *Risco sísmico em Portugal Continental*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia do território, Universidade Técnica de Lisboa.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para o dimensionamento de fundações directas*. Dissertação de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Yamamuro, J. A., Lade, P. V. (1998). *Steady-State Concepts and Static Liquefaction of Silty Sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 124, no. 9, Setembro, ASCE.

Youd, T. L., Noble, S. K. (1997). *Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses*. Proc. NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, NCEER Technical Rep., pp 201-205.

ireport.cnn.com. Consultado em Janeiro de 2014.

www.eucentre.it. Consultado em Janeiro de 2014.

¹ Adaptado de www.australiangeographic.com.au. Consultado em Janeiro de 2014.

² domingos.home.sapo.pt. Consultado em Janeiro de 2014.

³ Adaptado de beatrizpbportefolio.blogspot.pt. Consultado em Janeiro de 2014.

⁴ w3.ualg.pt/~jestevao/JEperigosidade.html. Consultado em Fevereiro de 2014.

